



**Escola de Camins**  
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports  
UPC BARCELONATECH

# ESTUDIO SOBRE LA ADAPTABILIDAD DE UN EDIFICIO CONVENCIONAL EN BOLIVIA CON UN SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE DE PREFABRICADOS

Treball realitzat per:

**JUAN MARCELO VERA SALAS**

Dirigit per:

**Ph.D. JESÚS MIGUEL BAIRÁN GARCÍA**

Màster en:

**INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y DE LA  
CONSTRUCCIÓN**

Barcelona, octubre de 2019

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

**TREBALL FINAL DE MÀSTER**





**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE  
CATALUÑA**

**ESCUELA SUPERIOR TÉCNICA DE INGENIEROS DE  
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS**

---

**PROYECTO DE FINAL DE MASTER**  
**ESTUDIO SOBRE LA ADAPTABILIDAD DE UN EDIFICIO  
CONVENCIONAL EN BOLIVIA CON UN SISTEMA  
ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE PREFABRICADOS**

**Programa:** Master en Ingeniería Estructural y de la  
Construcción

**Trabajo realizado por:** Juan Marcelo Vera Salas

**Dirigido por:** Jesús Miguel Bairán García

---

Barcelona, octubre de 2019

## RESUMEN

Este trabajo está enfocado en el estudio de la adaptación de un edificio convencional en Bolivia, a un sistema estructural prefabricado. En el primer capítulo se hace un breve repaso a los sistemas estructurales prefabricados emulativos y no emulativos, hablando de los sistemas estructurales convencionales de edificación con prefabricado, elementos y tipos de conexiones.

En el mismo capítulo nos enfocamos en la sismicidad de Bolivia, un país considerado de baja actividad sísmica donde no es habitual el diseño sismorresistente. En contrastaste exponemos información actual y justificamos la relevación de la previsión de una acción sísmica para el diseño y su posterior evaluación.

Continuamos otro capítulo con la concepción del caso de estudio, donde mostramos un proyecto original convencional para la región donde la estructura es ordinaria (no es un diseño sismorresistente) y tiene el detalle de ser losas planas sin vigas interiores con ábacos. Determinamos una proyección estructural con elementos prefabricados emulativa que se adecuen al proyecto arquitectónico y a la previsión de una acción sísmica, exponemos dimensiones geométricas de los elementos y cualidades de las conexiones.

En el cuarto capítulo realizamos el diseño estructural sismorresistente de la estructura prefabricada, siguiendo el código ACI 318-14. Utilizamos un modelo numérico en un programa de diseño estructural SAP2000 para obtener esfuerzos y cuantías de acero para poder realizar los armados correspondientes.

Con el diseño concluido damos paso al capítulo 5 para realizar las evaluaciones sísmicas evaluando inicialmente al diseño original, en el que verificamos si la capacidad estructural de los muros cubre la demanda de una acción sísmica utilizando el espectro elástico del nuevo diseño. Este resultado es negativo por lo que no se continuo a realizar un análisis no lineal de capacidad de la estructura.

Para evaluar el nuevo diseño realizamos dos análisis uso del modelo numérico, el primero estático no lineal de empuje incremental (PUSH OVER) y el segundo análisis es dinámico no lineal en el dominio del tiempo (Time History). Para el análisis dinámico utilizamos el registro de 3 sismos reales escalados.

Por último, en el capítulo 6 se presentan los resultados encontrados de las evaluaciones sísmicas. Con graficas comparativas y tablas de resumen enfocados en el cortante basal, desplazamientos laterales y derivas entre niveles.

## ABSTRACT

The present study is focused on the adaptation of a conventional concrete building of a precast structural system in Bolivia. In the first chapter, a brief review of the emulative and non-emulative prefabricated structural systems regarding to the conventional structural systems of prefabricated building, elements and types of connections is presented.

In the same chapter we also focus on the seismicity of Bolivia, a country considered of low seismic activity where seismic-resistant design is unusual. In contrast, we present current information and justify the relief of the forecast of a seismic action for the design and its posterior evaluation.

Afterwards, in the following chapter with the conception of the case study we present a conventional original project for the region where the structure is ordinary (not a seismic-resistant design) and has the detail of being flat slabs without interior beams with abacus. We determine a structural projection with emulative prefabricated elements that adapt to the architectural project and the forecast of a seismic action, we expose geometric dimensions of the elements and qualities of the connections.

In the fourth chapter we realize a seismic-resistant structural design of the prefabricated structure in accordance with the ACI code 318-14. We use a numerical model in SAP2000, a structural design software, to obtain the stresses and the amounts of steel needed to carry out the correspondent assembly.

The completed design paves a way for Chapter 5 to realize seismic assessments which consists of initially evaluating the original design, in which we verify whether the structural capacity of the walls covers the demand for a seismic action using the elastic spectrum of the new design. This result is negative in that a nonlinear analysis of the structure's capacity was not continued.

In order to evaluate the new design, we carried out two analyses using the numerical model, one consists of static nonlinear incremental thrust (PUSH OVER) and the other one is dynamic nonlinear in the time domain. For dynamic analysis we use the register of 3 scaled real earthquakes.

Finally, chapter 6 presents the results of the seismic assessments accompanying with comparative graphs and summary tables focused on the basal shear, lateral displacements and drifts between levels.

## ÍNDICE GENERAL

<b>Resumen</b>	<b>4</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>5</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>8</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>9</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>11</b>
1.1 Motivación	11
1.2 Objetivos	11
1.2.1 Objetivos Generales	11
1.2.2 Objetivos específicos	11
1.3 Metodología	12
<b>CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE</b>	<b>13</b>
2.1 Sistema de edificación prefabricada	13
2.2 Conexiones Prefabricadas	15
2.2.1 Tipos de conexión	15
2.2.2 Organización de conexiones	17
2.3 Sismicidad en Bolivia	17
2.3.1 Diseño Sismo Resistente en Bolivia	18
2.4 Evaluación del desempeño sísmico	20
2.4.1 Método no lineal estático de empuje incremental del EC8	20
2.4.2 Análisis no lineal dinámico en el dominio del tiempo (Time History)	21
<b>CAPÍTULO 3. Concepción del caso de estudio</b>	<b>23</b>
3.1 Antecedentes del proyecto Inicial	23
3.1.1 Geometría	24
3.2 Descripción estructural del Proyecto Original	24
3.3 Proyección arquitectónica con elementos prefabricados	26
3.4 Proyección estructural con elementos prefabricados	27
3.4.1 Estudio preliminar paramétrico de configuración estructural	27
3.4.2 Normativas Americanas (EEUU)	28
3.4.3 Configuración estructural adoptado	28
3.4.4 Conexiones	29
<b>CAPÍTULO 4. Diseño del caso de estudio</b>	<b>33</b>
4.1 Normativa de diseño:	33
4.2 Materiales	33

4.3	Solicitaciones.....	33
4.3.1	Acciones Verticales.....	33
4.3.2	Acciones Horizontales .....	34
4.3.3	Espectro de Diseño elástico para el Caso de estudio .....	34
4.3.4	Combinación de cargas .....	36
4.4	Modelo Numérico .....	36
4.5	Diseño sismo resistente .....	38
<b>CAPÍTULO 5.</b>	<b>Evaluación sísmica .....</b>	<b>40</b>
5.1	Evaluación preliminar del diseño original .....	40
5.2	Análisis no lineal estático con empuje incremental (PUSH OVER) .....	41
5.2.1	Resultado grafico del comportamiento de las Rotulas .....	41
5.2.2	Curva de capacidad.....	42
5.2.3	Punto de desempeño con el Método del EC8.....	43
5.2.4	Validación del Punto de desempeño.....	45
5.2.5	Coeficiente de modificación de respuesta R .....	45
5.2.6	Control de derivas .....	46
5.3	Análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo (Time History) .....	46
5.3.1	Escalado de registros sísmicos.....	47
5.3.2	Cortante Basal .....	48
5.3.3	Desplazamiento del ultimo nivel .....	50
5.3.4	Derivas inter niveles .....	52
5.3.5	Análisis dinámico no lineal a TR=2500 años .....	55
<b>CAPÍTULO 6.</b>	<b>Resultados, Conclusiones y Recomendaciones .....</b>	<b>56</b>
6.1	Resultados.....	56
6.1.1	Cortante Basal .....	56
6.1.2	Desplazamientos máximos .....	56
6.1.3	Derivas máximas .....	58
6.2	Conclusiones .....	60
6.2.1	Conclusiones Generales .....	60
6.2.2	Conclusiones específicas .....	60
6.3	Recomendaciones .....	61
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>.....</b>	<b>62</b>
<b>ANEJOS</b>	<b>.....</b>	<b>64</b>
6.4	Cortante Basal a TR=2500 Años.....	64
6.5	Desplazamiento máximo a TR:2500años.....	65

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1 Resumen de Esfuerzos.....	28
Tabla 3-2 Coeficientes y factores para concreto prefabricado .....	28
Tabla 3-3 Dimensiones de elementos adoptadas.....	29
Tabla 4-1 Características de los materiales .....	33
Tabla 4-2 Combinaciones de Resistencia ultima U (TABLA 5.3.1 ACI 318-14) .....	36
Tabla 4-3 Ratios de la participación modal de masas .....	38
Tabla 4-4 Armado de columnas asumido .....	38
Tabla 4-5 Diseño adoptado de vigas Tipo .....	39
Tabla 4-6 Diseño adoptado de Muros de Corte .....	39
Tabla 5-1 Resumen Evaluación de Muro Ascensor .....	41
Tabla 5-2 Resumen determinación del Punto de desempeño.....	43
Tabla 5-3 Comparación Punto de desempeño .....	45
Tabla 5-4 Coeficiente R determinado .....	46
Tabla 5-5 Control de derivas.....	46
Tabla 5-6 Resumen de Terremotos utilizados .....	47
Tabla 5-7 Resumen evaluación a TR 2500años.....	55
Tabla 6-1 Resumen Cortante Basal .....	56
Tabla 6-2 Resumen de desplazamientos máximos del punto de control .....	57
Tabla 6-3 Resumen de derivas máximas entre niveles .....	59



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 Sistema de pórticos resistente de momentos [1] .....	13
Figura 2-2 Sistema de Muro de corte interior núcleo [1] .....	14
Figura 2-3 Sistema de Muro de corte exterior [1] .....	14
Figura 2-4 Conexiones con elementos prefabricados, Izq: Conexión rígida soldada der: Conexión articulada. [1] .....	16
Figura 2-5 Conexiones entre elementos prefabricados emulativos [1] .....	16
Figura 2-6 Conexión híbrida no emulativa con transmisión de esfuerzos [3] .....	17
Figura 2-7 Al centro la placa Altiplano, a la izquierda (color azul marino) la placa de Nazca, a la derecha y alrededor (color café claro) la placa Sudamericana. [5] .....	18
Figura 2-8 Mapa de Zonificación Sísmica de Bolivia [5] .....	19
Figura 2-9 Mapa de Sud América con los valores máximos (pico) de aceleración del suelo de sud América con 10% probabilidad de excedencia en 50 años. [5] .....	20
Figura 2-10 Obtención de la curva de capacidad [9] .....	21
Figura 2-11 Determinación de la curva bilineal elastoplástica perfecta [10] ....	21
Figura 2-12 Determinación del punto de desempeño de SDOF para periodo corto y largo [10] .....	21
Figura 3-1 Plano Arquitectónico del Semisótano. [12] .....	23
Figura 3-2 Plano arquitectónico Planta Baja. [12] .....	23
Figura 3-3 Plano arquitectónico Planta Tipo. [12] .....	24
Figura 3-4 Detalles constructivos de la sección Losa Tipo [12] .....	24
Figura 3-5 Plano estructural losa de Planta Baja Nv 01 [12] .....	25
Figura 3-6 Plano estructural Losa Tipo [12] .....	25
Figura 3-7 Fotografías de edificios prefabricados [1] .....	26
Figura 3-8 Proyección preliminar. ....	26
Figura 3-9 Comparación Estructural a) Modelo 3D b) Diagrama de momentos conexión articulada c) Diagrama de momentos conexión monolítica d) Diagrama de cortantes conexiones articuladas e) Diagrama de momentos conexión monolítica .....	27
Figura 3-10 Plano estructural de planta tipo .....	29
Figura 3-11 Configuración sistema S4 [14] .....	29
Figura 3-12 Configuración sistema S4 3D [14] .....	30
Figura 3-13 Trasmisión de momentos por soldadura S4 [14] .....	31
Figura 3-14 Conexión columna a columna por traslape rellenos con una lechada especial. [14] .....	31
Figura 3-15 Conexión columna a columna con conector o manga metálica rellenadas con una lechada especial. [14] .....	32
Figura 3-16 Conexión Columna a cimentación [14] .....	32
Figura 4-1 Espectro de diseño del Caso de estudio según GBDS. [5] .....	35
Figura 4-2 Espectro elástico de Diseño con el EC8 .....	35
Figura 4-3 Comparación de Espectros de respuesta elástica .....	36
Figura 4-4 Vista de Planta Modelo numérico .....	37
Figura 4-5 Modelo Numérico en el programa SAP2000 .....	37
Figura 5-1 Modelo numérico diseño original .....	40

Figura 5-2 Armado de Muro diseño original [12] .....	40
Figura 5-3 Resultado grafico empuje incremental dirección X .....	42
Figura 5-4 Resultado grafico empuje incremental dirección Y .....	42
Figura 5-5 Curva de capacidad en dirección X .....	43
Figura 5-6 Curva de capacidad en dirección Y .....	43
Figura 5-7 Determinación del punto de desempeño para el sistema SDOF en dirección X .....	44
Figura 5-8 Determinación del punto de desempeño para el sistema SDOF en dirección Y .....	45
Figura 5-9 Espectros de aceleración sismos reales sin escalado.....	47
Figura 5-10 Espectros de aceleración sismos reales escalados.....	48
Figura 5-11 Cortante Basal vs Tiempo "Superstition Hills-02".....	49
Figura 5-12 Cortante Basal vs Tiempo "El Mayor-Cacapah Mexico" .....	49
Figura 5-13 Cortante Basal vs Tiempo "Darfield New Zealand" .....	50
Figura 5-14 Desplazamiento del punto de control del último nivel VS Tiempo "Superstition Hills-02" .....	50
Figura 5-15 Desplazamiento del punto de control del último nivel VS Tiempo "El mayor Cucapah Mexico" .....	51
Figura 5-16 Desplazamiento del punto de control del último nivel VS Tiempo "Darfield New Zealand" .....	51
Figura 5-17 Derivas entre niveles en dirección X vs Tiempo "Superstition Hills-02" .....	52
Figura 5-18 Derivas entre niveles en dirección Y vs Tiempo "Superstition Hills-02" .....	52
Figura 5-19 Derivas entre niveles en dirección X vs Tiempo "El mayor cucapah Mexico" .....	53
Figura 5-20 Derivas entre niveles en dirección Y vs Tiempo "El Mayor Cucapah Mexico" .....	53
Figura 5-21 Derivas entre niveles en dirección X vs Tiempo "Darfield New Zealand".....	54
Figura 5-22 Derivas entre niveles en dirección Y vs Tiempo "Darfield New Zealand".....	54
Figura 6-1 Desplazamientos máximos en dirección X.....	57
Figura 6-2 Desplazamientos máximos en dirección Y.....	57
Figura 6-3 Derivas Máximas entre niveles en dirección X.....	58
Figura 6-4 Derivas Máximas entre niveles en dirección Y.....	58
Figura A-1 Cortante Basal vs Tiempo "Superstition Hills-02" TR 2500 años.....	64
Figura A-2 Cortante Basal vs Tiempo "El Mayor-Cacapah Mexico" TR 2500 .....	64
Figura A-3 Cortante Basal vs Tiempo "Darfield New Zealand" TR 2500 años.....	65
Figura A-4 Desplazamiento del punto de control nivel VS Tiempo "Superstition Hills-02" TR 2500 años.....	65
Figura A-5 Desplazamiento del punto de control VS Tiempo "El mayor Cucapah Mexico TR 2500 años .....	66
Figura A-6 Desplazamiento del punto de control VS Tiempo "Darfield New Zealand" TR 2500 años.....	66

## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 Motivación

Actualmente, existen diversas soluciones estructurales para edificaciones con elementos prefabricados. Soluciones que han sido estudiada y son desarrolladas por profesionales e instituciones inmersas en tema, recolectado por normativas y manuales de diseño.

No todas las soluciones de prefabricados presentan los mismo beneficios o comportamiento estructural, es importante adecuarse a las necesidades de la región a construir. Naciendo ahí la razón de este trabajo, que busca aportar con un ejemplo de una adecuada solución para la región boliviana.

Por otro lado, actualmente en Bolivia no es habitual el diseño de edificaciones sismorresistente ya que país ha sido considerado con baja sismicidad y no se tiene un código de diseño. Con la aparición de nuevos estudios y una guía de diseño no oficial, genera incertidumbre en la importancia de la prevención de una acción sísmica en el diseño. Por lo que se busca otro aporte de ejemplo al realizar una evaluación sísmica para la zona, viendo si el comportamiento de la solución prefabricada planteada es satisfactorio.

### 1.2 Objetivos

#### 1.2.1 Objetivos Generales

- Determinar un sistema estructural de prefabricados adecuado para la edificación convencional en Bolivia, de uso habitacional, considerando el contexto de riesgo combinado sismo, viento.
- Evaluar el desempeño sismorresistente de la estructura planteada.

#### 1.2.2 Objetivos específicos

- Encajar un sistema de prefabricación que pueda ser empleado en las soluciones arquitectónicas habituales de la zona.
- Determinar la relevación de la prevención de una acción sísmica, en el diseño estructural de edificaciones en Bolivia, considerando que, en la normativa actual, no se exige un diseño sismorresistente.
- Realizar el diseño sismorresistente de la estructura proyectada.
- Evaluar el desempeño ante una acción sísmica de la estructura prefabricada, para los requisitos de salvaguardar vidas y prevención de colapso.

### **1.3 Metodología**

En el presente trabajo se realizará un estudio descriptivo de los sistemas de prefabricados para edificación actuales, que involucrará los beneficios y comportamiento estructural. También se expondrá la sismicidad en Bolivia y su importancia en el diseño.

Se escogerá un proyecto local para realizar la adaptación estructural con un sistema de prefabricados adecuados, y se procederá al diseño estructural sismorresistente. Donde la normativa local no abarque nos apoyaremos en el código ACI318-14 y el Euro código 8.

Se evaluará símicamente la estructura con análisis no lineales tanto estáticos y dinámicos con el apoyo de herramientas de análisis numéricos como el programa SAP2000.

## CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE

### 2.1 Sistema de edificación prefabricada

En la actualidad existen organizaciones internacionales reconocidas que estudian, crean contenidos, y tiene comités permanentes sobre el tema del prefabricado. Dos ejemplos de ellos son la PCI con sus siglas en Ingles por "Precast concrete Institute" Instituto americano emblema en el mundo del prefabricado y la organización Europea FIB que está formada por la CEB de (Euro-International Committee for Concrete) y la FIP de (International Federation for Pres-stressing).

Revisando contenido del prefabricado se pudo notar que existen varios estudios a nivel de elemento estructural, enfocados temas como el diseño, materiales, uniones y simulaciones de comportamiento a diferentes escalas. Pero no pude hallar artículos de métodos novedoso a nivel de sistema estructural, ninguno fuera de los ya reconocidos por los manuales de las instituciones que mencionamos.

Los sistemas estructurales de edificación de prefabricados presentados tanto en los manuales de diseño de la PCI y la FIB son de tres clases, el sistema a porticados viga-columnas y sistema de muros de corte, último la fusión de ambos.

También existen sub clasificaciones según el sistema estructural que resistirá las fuerzas horizontales, que son: el sistema Pórtico a Momentos Resistente (ver Figura 2-1), Núcleo interior de Muro (ver Figura 2-2) y muro de corte exterior (ver Figura 2-3). [1]



*Figura 2-1 Sistema de pórticos resistente de momentos [1]*

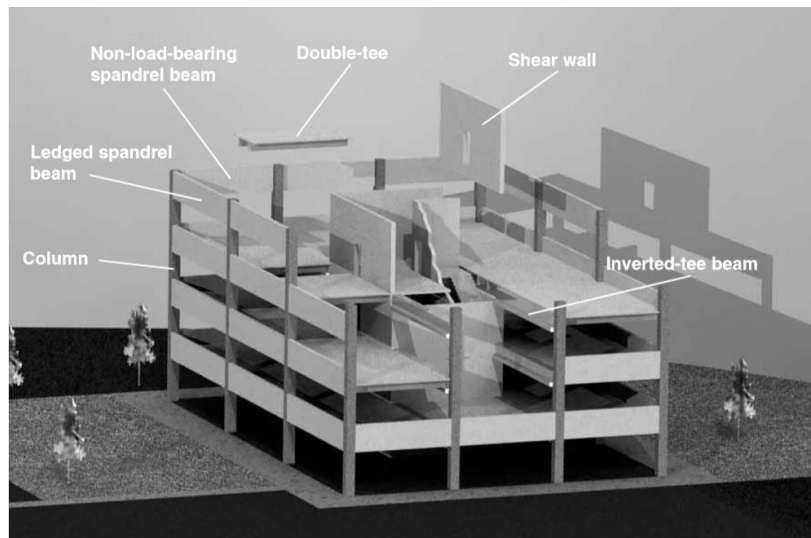


Figura 2-2 Sistema de Muro de corte interior núcleo [1]

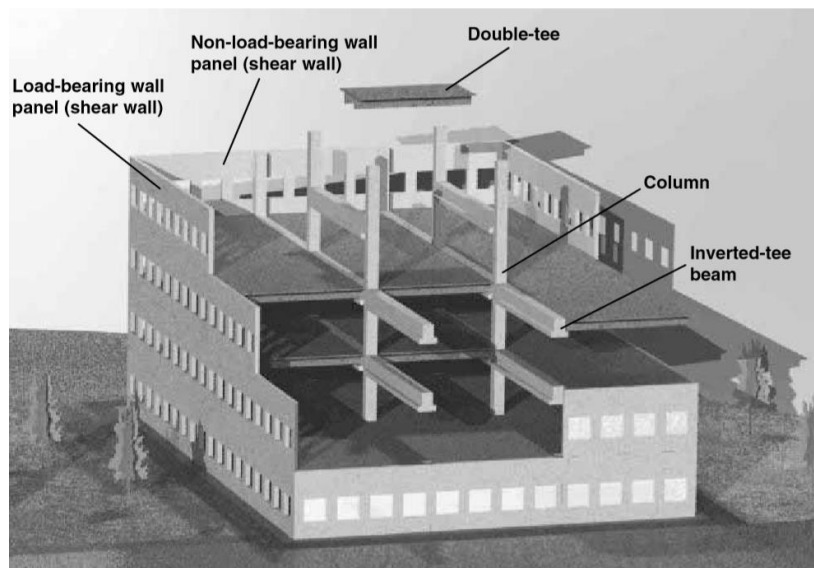


Figura 2-3 Sistema de Muro de corte exterior [1]

Los sistemas estructurales prefabricados para edificación pueden ser Emulativos, simulando una construcción in situ con transmisión de esfuerzos y deformaciones entre elementos en las conexiones, o puede ser no emulativo donde se pueden realizar conexiones articuladas o conexiones con una junta dúctil.

Estos sistemas son los siguientes y su uso está limitado en las normas como la ASCE por la altura del edificio y la clasificación sísmica que tiene el proyecto. [1]

- Columnas en Voladizo
- Pórticos resistentes de momentos
- Muros de corte
- Sistema Dual Pórticos resistente de momentos con muros de corte
- Panel muro
- Celdas prefabricadas

## 2.2 Conexiones Prefabricadas

La conceptualización de las conexiones en la estructura prefabricada es una de las mayores consideraciones del diseño rigiendo el comportamiento estructural, y las soluciones adoptadas enmarcará una de las dificultades en el proceso constructivo siendo estas las que se realizan in situ.

Los propósitos de en una conexión se basan en transferir cargas, restringir movimientos y/o proveer estabilidad. Complementando a estos fines, los criterios de diseño pueden extenderse en resistencia, ductilidad, acomodación de los cambios de volumen, durabilidad, resistencia al fuego y constructibilidad. [2].

Continuando con la constructibilidad, la PCI en su Manual de conexiones recomienda las siguientes consideraciones al momento de diseñar al diseñar una conexión pensando en la creación, transporte, montaje e inspección:

- Estandarizar productos y conexiones.
- Usar dispositivos estándar y con poca diferencia en el tamaño como fuera posible.
- Usar detalles repetitivos.
- Evitar la congestión de refuerzo estructural y dispositivos.
- Verificar la disponibilidad del material y dimensiones.
- Evitar la penetración y proyección de formas complejas.
- Considerar tolerancias y holguras.
- Planificar para el menor tiempo de montaje.
- Proveer la accesibilidad requerida para las labores de montaje.
- Usar conexiones que no sean susceptibles de dañar durante el montaje,
- Proveer la posibilidad de reajuste con elemento emplazado
- Minimice la acumulación de calor de soldadura en el concreto circundante o permita la expansión.
- Determine si es necesario una inspección especial.

### 2.2.1 Tipos de conexión

Las conexiones con elementos prefabricados, como se dijo anteriormente pueden determinar el comportamiento estructural, se pueden crear conexiones articuladas o de sujeción no emulativas que solo transfieran la carga como en el caso de las columnas en voladizo (ver Figura 2-4 izquierda) o losas apoyadas en muros. O tratando de emular una conexión monolítica emulativa creando una transmisión de esfuerzos, seguramente con artefactos metálicos, pernos, placas, traslapes de barras, soldadura, concreto vaciado in situ y otros. (ver Figura 2-5).



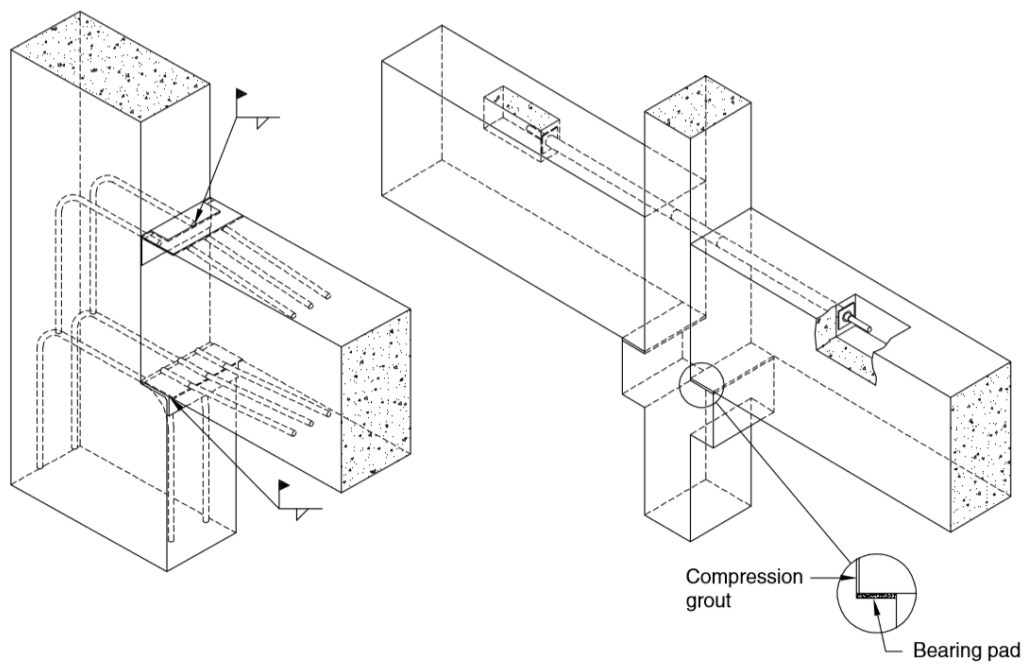


Figura 2-4 Conexiones con elementos prefabricados, Izq: Conexión rígida soldada der: Conexión articulada. [1]

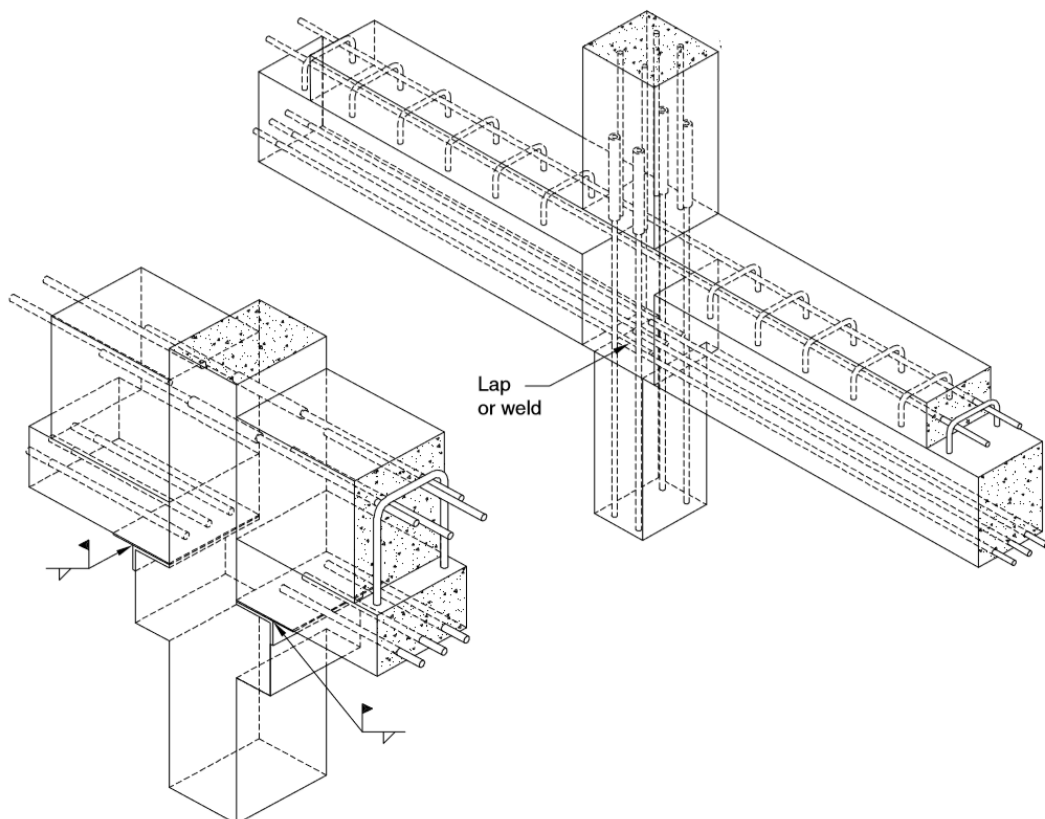


Figura 2-5 Conexiones entre elementos prefabricados emulativos [1]



También se puede crear una conexión no emulativa a una estructura monolítica, pero con transmisión de esfuerzos como el caso de los sistema PRESSS (Precast Seismic Structural Systems) que, con la utilización de postensado, soldaduras y artefactos de disipación de energía sísmica (ver Figura 2-6), logran crear conexiones resistentes a fuerzas verticales como horizontales y obteniendo en algunos casos mayores ventajas que las conexiones monolíticas después de un evento extraordinario como un sismo. Se puede encontrar ejemplos detallados del sistema en [3], [4].

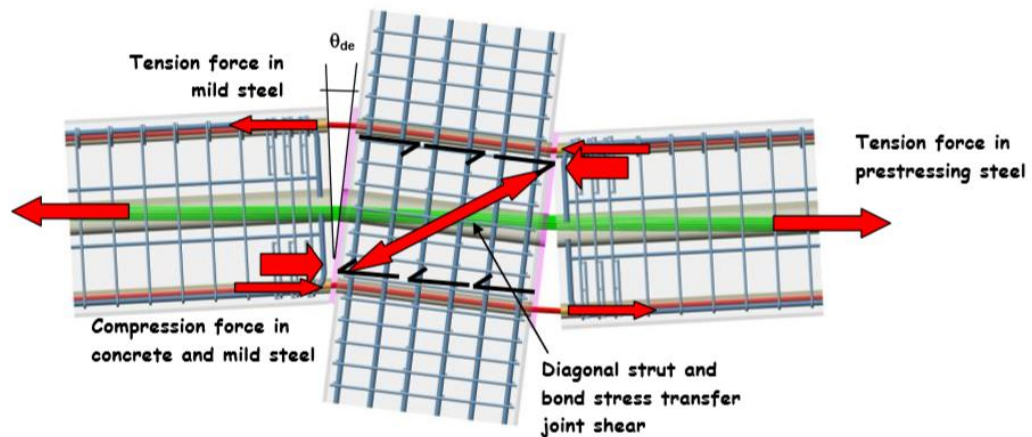


Figura 2-6 Conexión híbrida no emulativa con transmisión de esfuerzos [3]

### 2.2.2 Organización de conexiones

- Conexiones de Cimentación
- Viga-Columna
- Columna-Columna
- Losa-muro/viga
- Elementos arquitectónicos colgando
- Conexiones sísmicas
- Conexiones de continuidad

Para cada particular proyecto, presenta una condición específica que el diseñador deberá presentar una solución que se adecue tanto a la tecnología disponible como al comportamiento estructural que se desea lograr.

### 2.3 Sismicidad en Bolivia

La sismicidad de Bolivia es debido a que la región se encuentra apoyada sobre dos placas tectónicas como se muestra en la Figura 2-7, la placa Sudamericana rigidizada por el escudo brasileiro y sobre la placa del Altiplano que tiene como origen hace más de 60 millones de años por la subducción de la placa Nazca por debajo de la placa Sudamericana. La subducción generó la formación de la cordillera oriental, que se extiende por una parte central de Bolivia hace millones de años.

Actualmente el fuerte empuje entre placas continúa sometiendo a grandes esfuerzos de compresión a la placa altiplano generando sismos de diferentes profundidades en la región. [5]

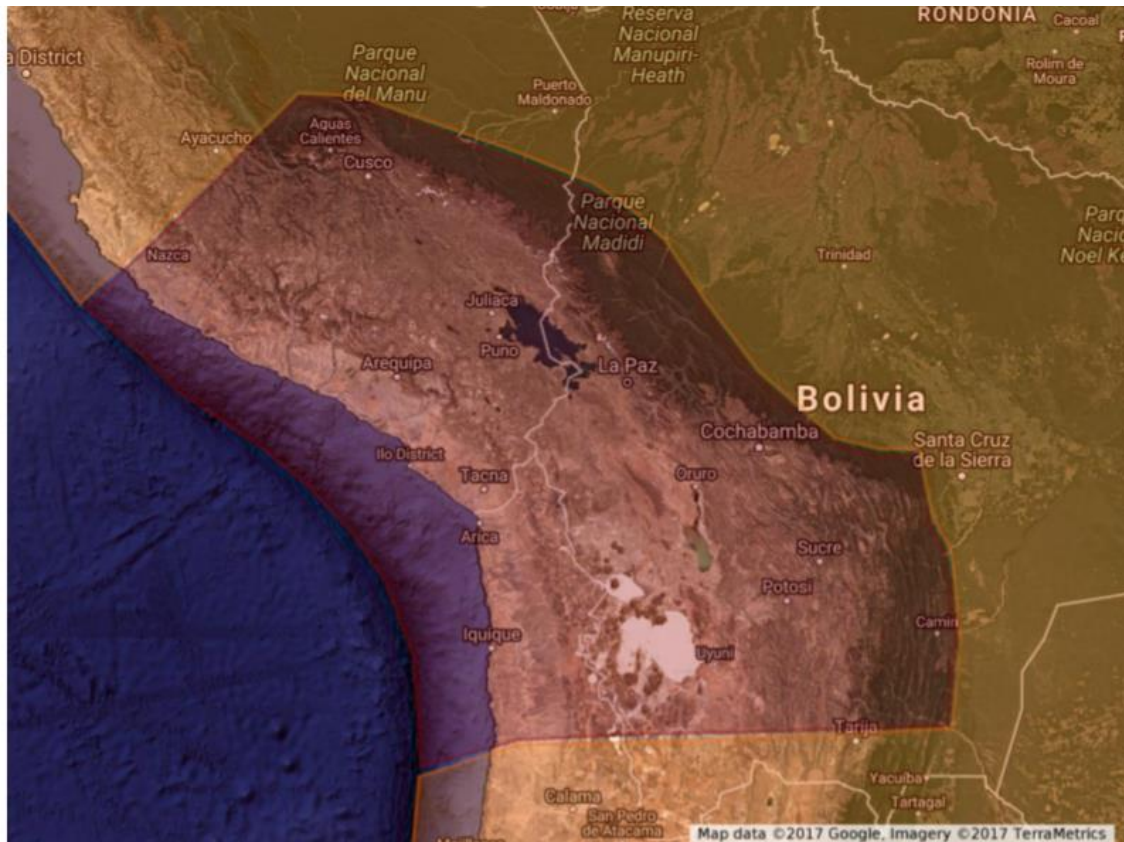


Figura 2-7 Al centro la placa Altiplano, a la izquierda (color azul marino) la placa de Nazca, a la derecha y alrededor (color café claro) la placa Sudamericana. [5]

Existe un historial de eventos sísmicos en la región boliviana que son recolectadas por el Observatorio San Calixto, inicialmente basado en crónicas, escritos y periódicos de la época (1650 a 1913) y posteriormente en registros por sismógrafos hasta la fecha.

Uno de mayor intensidad entre los últimos 50 años tuvo una magnitud de 6.6 mb en la escala de Richter Y VII (MM) en la escala de Mercalli. correspondiente a una aceleración entre 0.25g a 0.30g, ocurrió el 22 de mayo de 1998 provocando destrozos en casa de adobe y muertos en la regio de Aiquile, Mizque y Totora (Pueblos en el departamento de Cochabamba). [6]

### 2.3.1 Diseño Sismo Resistente en Bolivia

Actualmente no existe una normativa oficial que exija hacer un diseño estructural sismo resistente en el país y según declaraciones públicas de la sociedad de Ingenieros de Bolivia (SIB), aproximadamente un 20% de las construcciones del país tiene un diseño sismo resistente en base a criterios propios de los ingenieros proyectista basados en normas internacionales.

Debido a un incremento en la preocupación pública y gubernamental del país por la prevención de una catástrofe sísmica. El Ministerio de Obras Públicas y la

Sociedad de Ingenieros de Bolivia presentaron el 10 de diciembre del 2018 una Guía Boliviana de diseño Sísmico (GBDS) en su versión V3.0, desarrollada por el Msc.Ing Rolando Grandi Gómez y disponible para su descarga en la página de internet del Ministerio de Obras Públicas. [7]

Este guía en su última versión presenta una zonificación Sísmica del País (ver Figura 2-8) en base a estudios recientes y mapas probabilísticos de riesgo de sismicidad de sud América (ver Figura 2-9), presentados a través de la U.S. Geological Survey (USGS) en el Boletín de la sociedad americana de sismología de abril 2018 con el título de "Seismic hazard, risk, and design for South America"[8]. La guía también presenta espectros de diseño para cada región del país y recomendaciones para diseño sísmos resistentes compatibilizados a la ACI 318-14. [5]

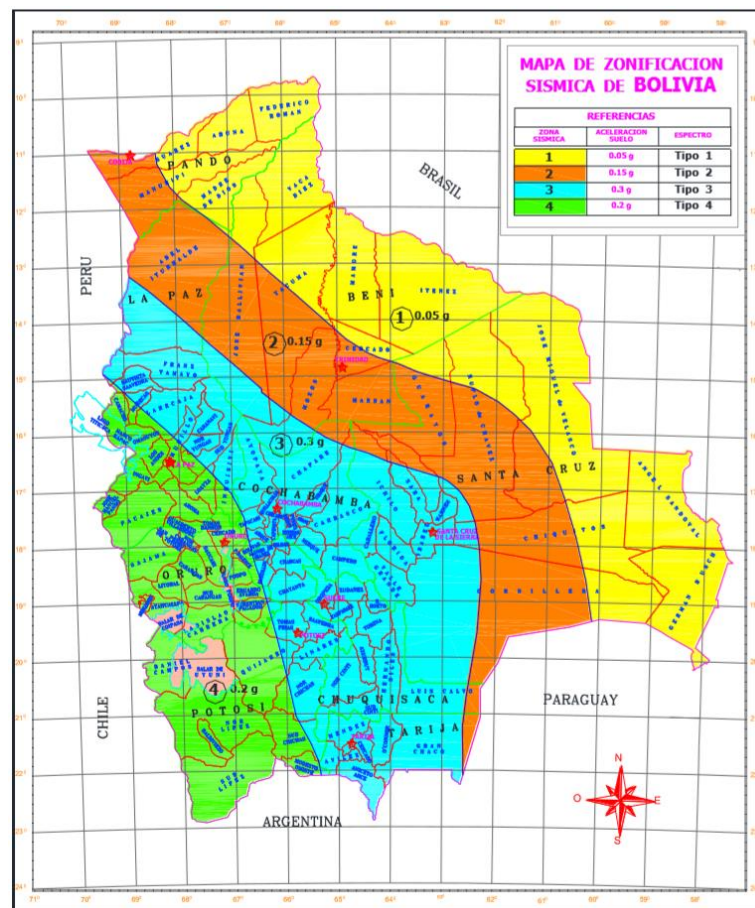


Figura 2-8 Mapa de Zonificación Sísmica de Bolivia [5]

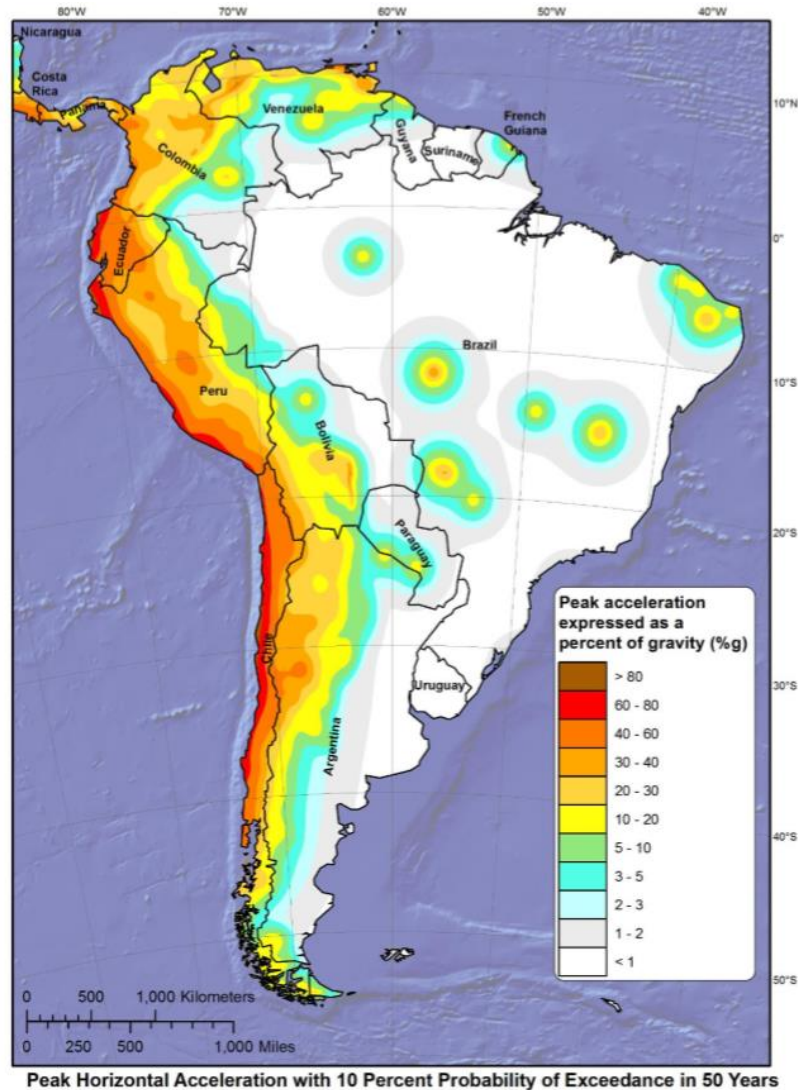


Figura 2-9 Mapa de Sud América con los valores máximos (pico) de aceleración del suelo de sud América con 10% probabilidad de excedencia en 50 años. [5]

Sin embargo, aunque la guía tenga apoyo gubernamental aún no está reconocida como una normativa oficial exigida.

## 2.4 Evaluación del desempeño sísmico

Para poder evaluar el comportamiento estructural de una edificación ante una acción sísmica existen varios métodos en base a la no linealidad del material y la naturaleza de la excitación que puede ser estática o dinámica, y actualmente en diferentes códigos están normalizados en base a la complejidad de la estructura, por el ejemplo ATC40, FEMA-273 y EC8 entre otros.

### 2.4.1 Método no lineal estático de empuje incremental del EC8

Este método de evaluación estructural, es un análisis estático que considera la no linealidad de los materiales ante una fuerza incremental horizontal, traduciendo este efecto en una curva fuerza-deformación o curva de capacidad de un sistema de un grado de libertad equivalente o "SDOF" (siglas en inglés de Single Degree Of Freedom). (ver Figura 2-10).



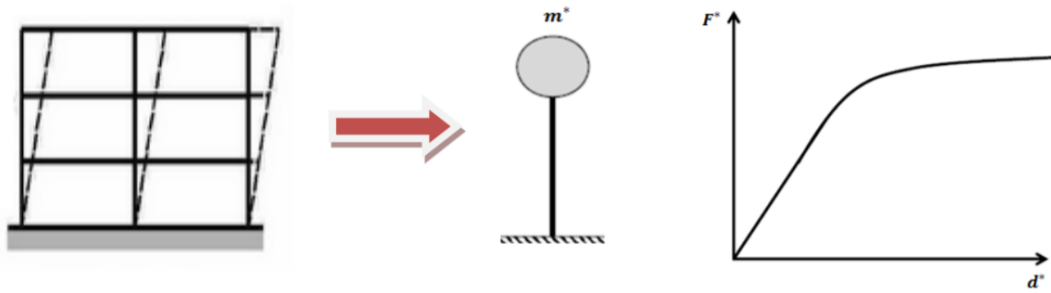


Figura 2-10 Obtención de la curva de capacidad [9]

El método continúa transformando la curva de capacidad a una curva bilineal elastoplástica perfecta  $F_y^*/m^*$  y se combina con el espectro de respuesta elástico de la acción sísmica en términos de espectro de aceleración-desplazamiento donde se determina el punto de desempeño de la estructura en SDOF [9]. Ver Figura 2-11 y Figura 2-12. en base a formulaciones y consideraciones que se describen en ANEXO B del Euro código 8 parte 1 [10] el método completo.

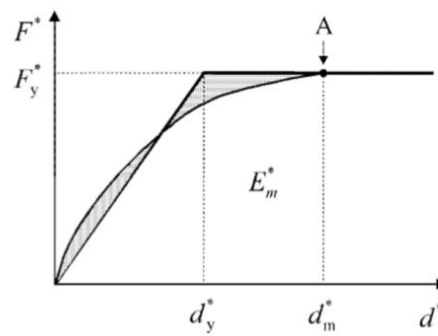


Figura 2-11 Determinación de la curva bilineal elastoplástica perfecta [10]

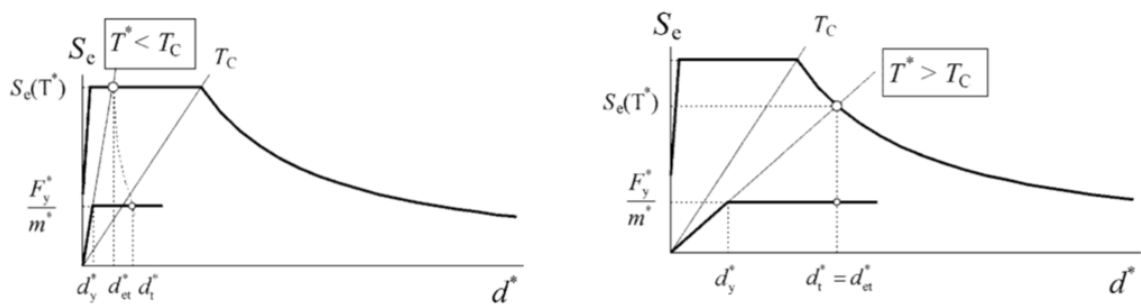


Figura 2-12 Determinación del punto de desempeño de SDOF para periodo corto y largo [10]

#### 2.4.2 Análisis no lineal dinámico en el dominio del tiempo (Time History)

Este método de análisis paso a paso en el tiempo evalúa la respuesta estructural, incorporando la respuesta inelástica del del material y sismo de entrada solo puede ser modelando usando una función de histórica temporal en síntesis un acelero grama. Esta técnica sofisticada te permite incluir la participación de los componentes no estructurales y también interacciones suelo estructura.

El resultado describe los desplazamientos esperados, la distribución y propagación del daño, la forma de la curva de histéresis entre otros.

Las desventajas son la necesidad de programas computacionales sofisticados y costoso en tiempo procesos. Se requiere varios sismos de entrada debido a la sensibilidad de la respuesta y puede haber incertidumbre en el modelo. [11]

Para la utilización de un registro sísmico el Euro código 8 te exige que el movimiento sísmico, la magnitud, la distancia focal, y parámetro de suelo (onda de corte) entre otros parámetros, sean similares al del espectro de diseño a usar. También exige que el espectro de aceleración del registro sea mayor al 90% del que el espectro elástico de diseño entre los periodos  $0.2T_1$  y  $2T$  del periodo fundamental. [10].

## CAPÍTULO 3. CONCEPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

### 3.1 Antecedentes del proyecto Inicial

El edificio se encuentra en la ciudad de Cochabamba en la zona de Sarcobamba, fue proyectado arquitectónicamente para viviendas multifamiliares similares a existentes en la ciudad. Finalmente se tiene un semisótano de uso de parqueos (ver Figura 3-1), una planta baja de uso mixto entre comercial y viviendas (ver Figura 3-2) y 10 niveles de viviendas multifamiliares de planta tipo (ver Figura 3-3).

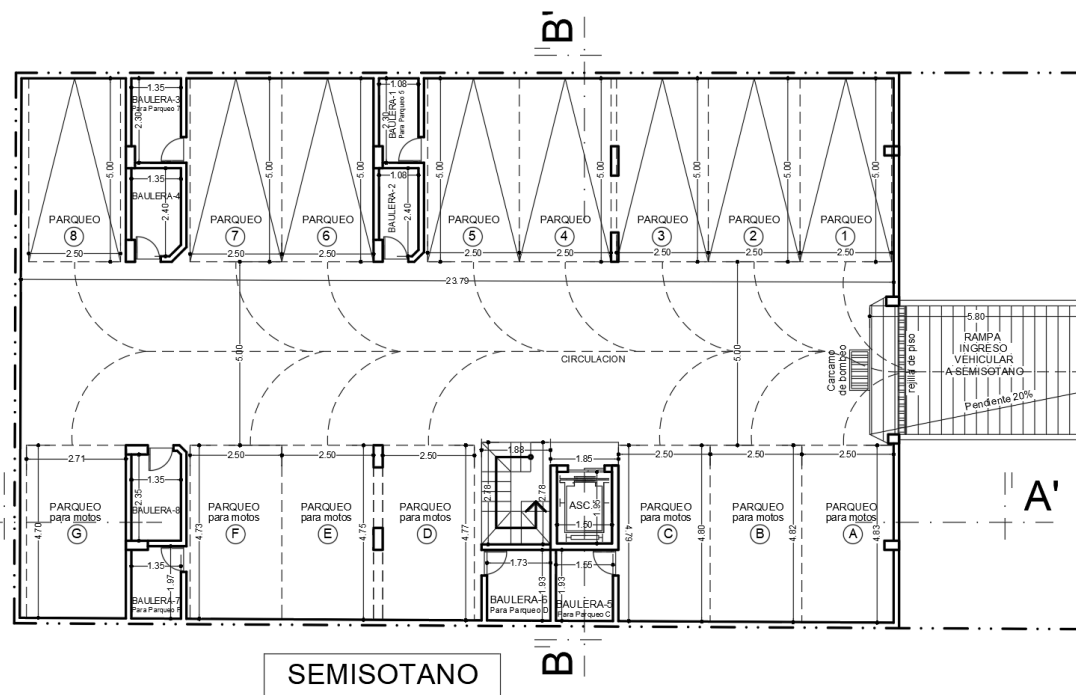


Figura 3-1 Plano Arquitectónico del Semisótano. [12]

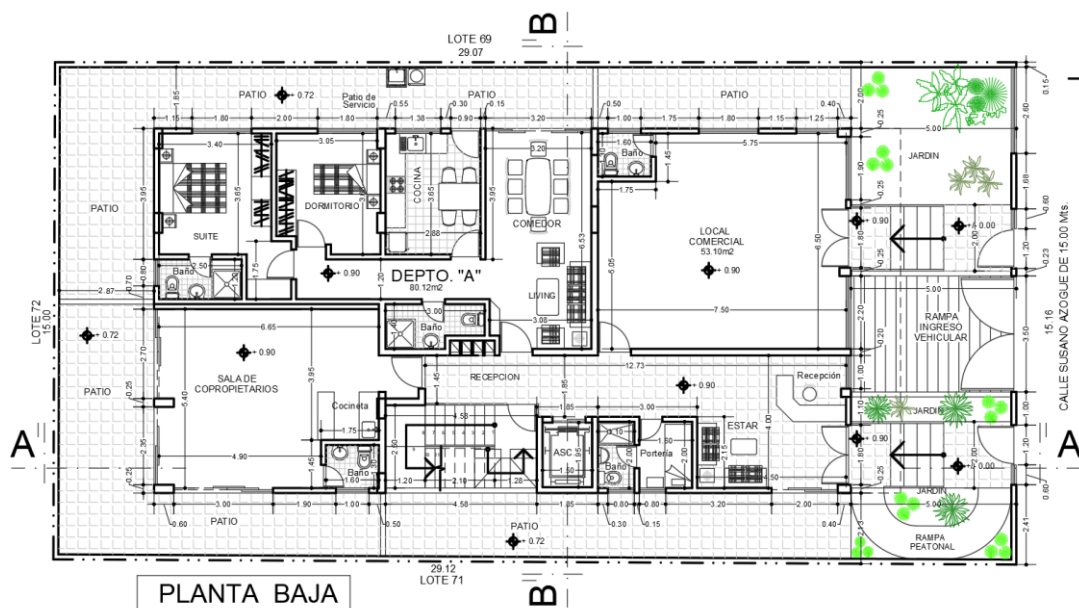


Figura 3-2 Plano arquitectónico Planta Baja. [12]

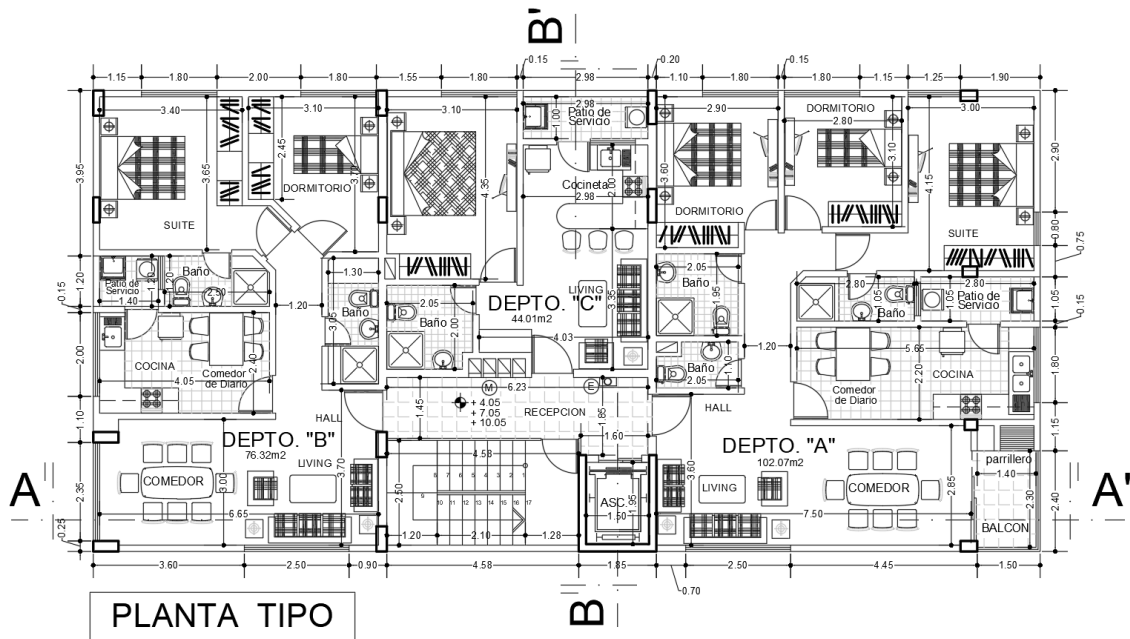


Figura 3-3 Plano arquitectónico Planta Tipo. [12]

### 3.1.1 Geometría

- El semisótano y planta baja tiene dimensiones de 15m x 24.12m con un área de 361.8 m².
- La planta tipo tiene dimensiones de 11m x 22.58m con un área de 248.38m² por nivel.
- La altura entre piso a piso es de 2.9m.

## 3.2 Descripción estructural del Proyecto Original

El proyecto estructural original de nuestro caso de estudio, se trata de un sistema monolítico construido in situ, donde el sistema horizontal adoptado son losas alivianadas sin vigas interiores. Que se trata de viguetas nervadas en ambas direcciones apoyadas en ábacos en las columnas (ver Figura 3-4) y vigas de borde con fines funcionales más que estructurales. Estos sistemas de losas son los más usuales actualmente en el país.

Se puede ver el plano estructural de la losa de planta baja en la Figura 3-5 donde se observa la disposición de los elementos previamente mencionados y sobre esta configuración se tiene una capa de compresión de 6cm que actúa como diafragma rígido. El techo del edificio es una losa armada similar a las inferiores.[12]

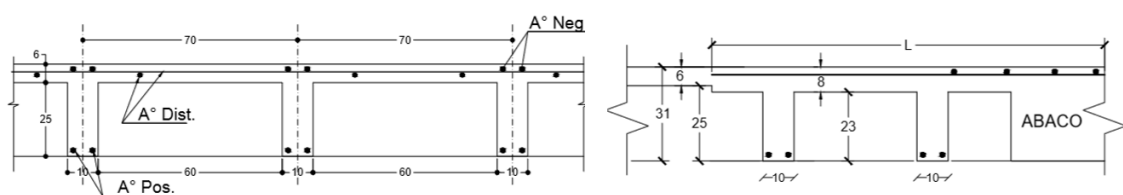


Figura 3-4 Detalles constructivos de la sección Losa Tipo [12]



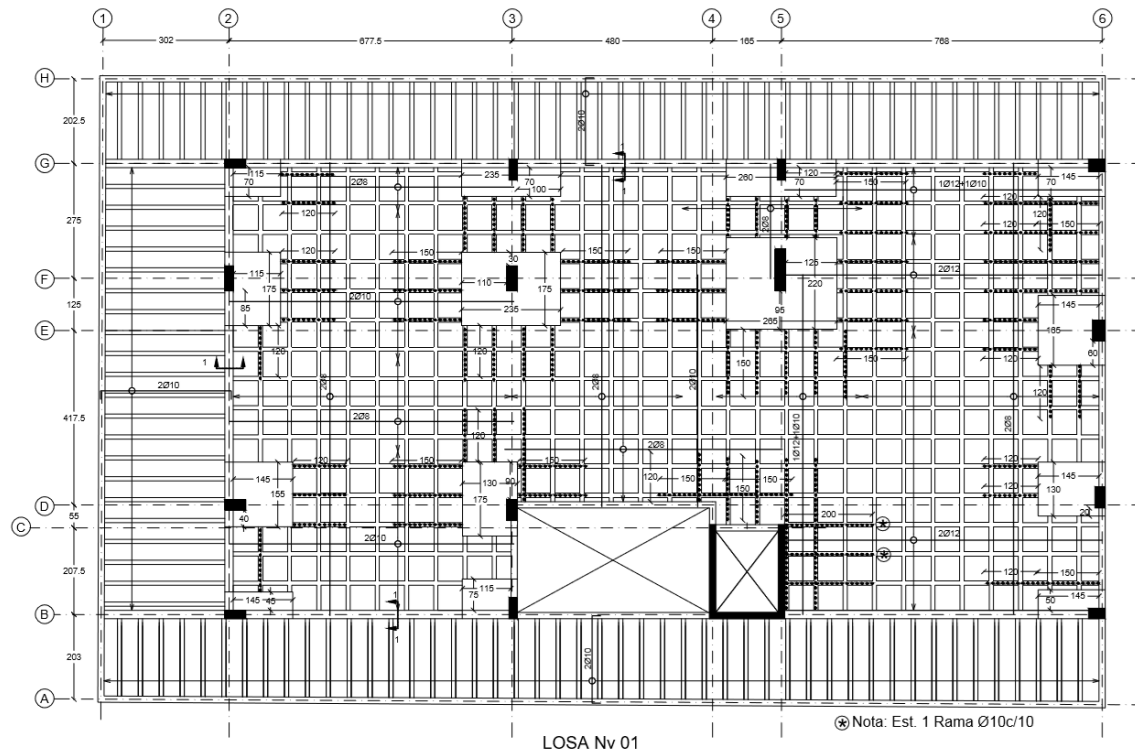


Figura 3-5 Plano estructural losa de Planta Baja Nv 01 [12]

El sistema vertical se trata de columnas rectangulares y un muro de 3 segmentos que envuelve al orificio del ascensor, en la Figura 3-6 se puede ver la disposición de los elementos pintados de negro.

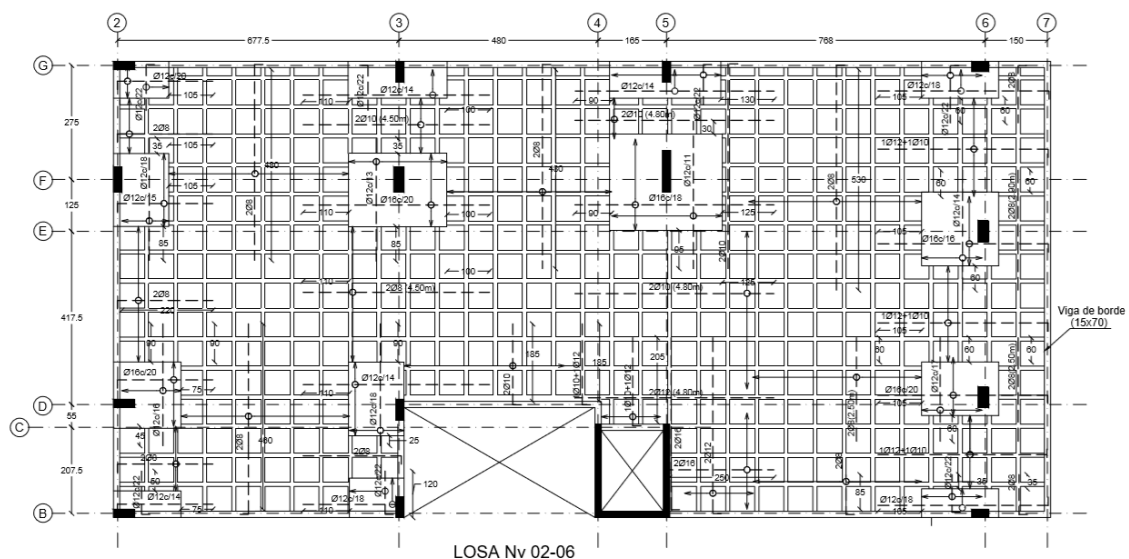


Figura 3-6 Plano estructural Losa Tipo [12]

Cabe recalcar que el sistema estructural está diseñado para resistir tanto cargas verticales como horizontales, pero el proyecto original toma en cuenta como carga horizontal a la acción del viento y no así una acción sísmica. La estructura es diseñada bajo la norma americana ACI 318-08 como un sistema ordinario y no así sismo resistente.

### 3.3 Proyección arquitectónica con elementos prefabricados

En la construcción de edificaciones prefabricados, es común la utilización de sistema de losas en una dirección bi apoyadas en vigas y estas sucesivamente en las columnas, sistemas a porticados. Para aprovechar al máximo las ventajas de la construcción prefabricada en la mayoría de los casos estos elementos se diseñan para evitar apeos provisionales o la disminución de ellos, mantener sistemas simples que permitan optimizar el tiempo, minimizar la complejidad de montaje y uniones.

La conceptualización de elementos como ábacos prefabricados puede ser posible, pero no es usual y puede disminuir los beneficios de un sistema prefabricado. Por lo cual la mayoría de sistemas estructurales recolectados en normativas y guías no lo utilizan en prácticas comunes.

Por otro lado, el sistema a porticado solo o conjuntamente con muros de corte son los más usuales para estas edificaciones. [1].(ver Figura 3-7)



Figura 3-7 Fotografías de edificios prefabricados [1]

Como se puede ver en la Figura 3-8 la arquitectura del caso de estudio es se adecua a una estructuración con elementos prefabricados convencionales.

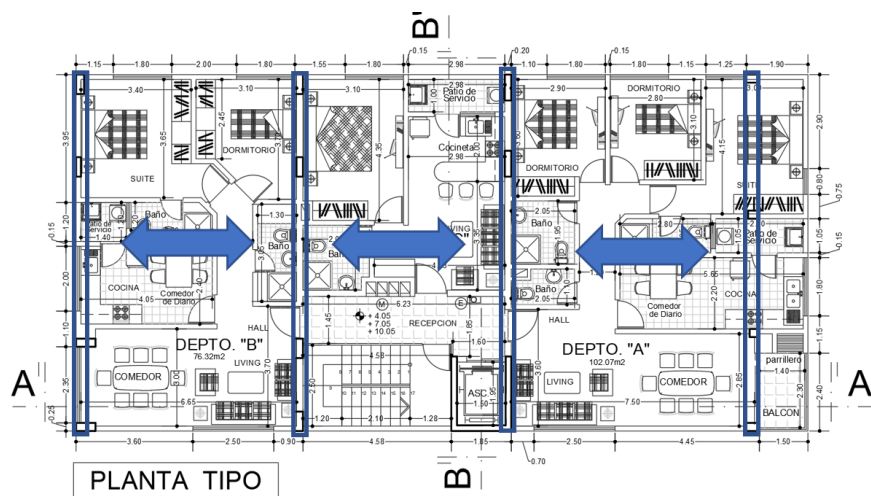


Figura 3-8 Proyección preliminar.

### 3.4 Proyección estructural con elementos prefabricados

#### 3.4.1 Estudio preliminar paramétrico de configuración estructural

Para entender el comportamiento estructural ante acciones horizontales de un pórtico según la unión adoptada, realizamos una comparación entre una unión monolítica y una unión articulada obteniendo valores de esfuerzos. (Ver Figura 3-9)

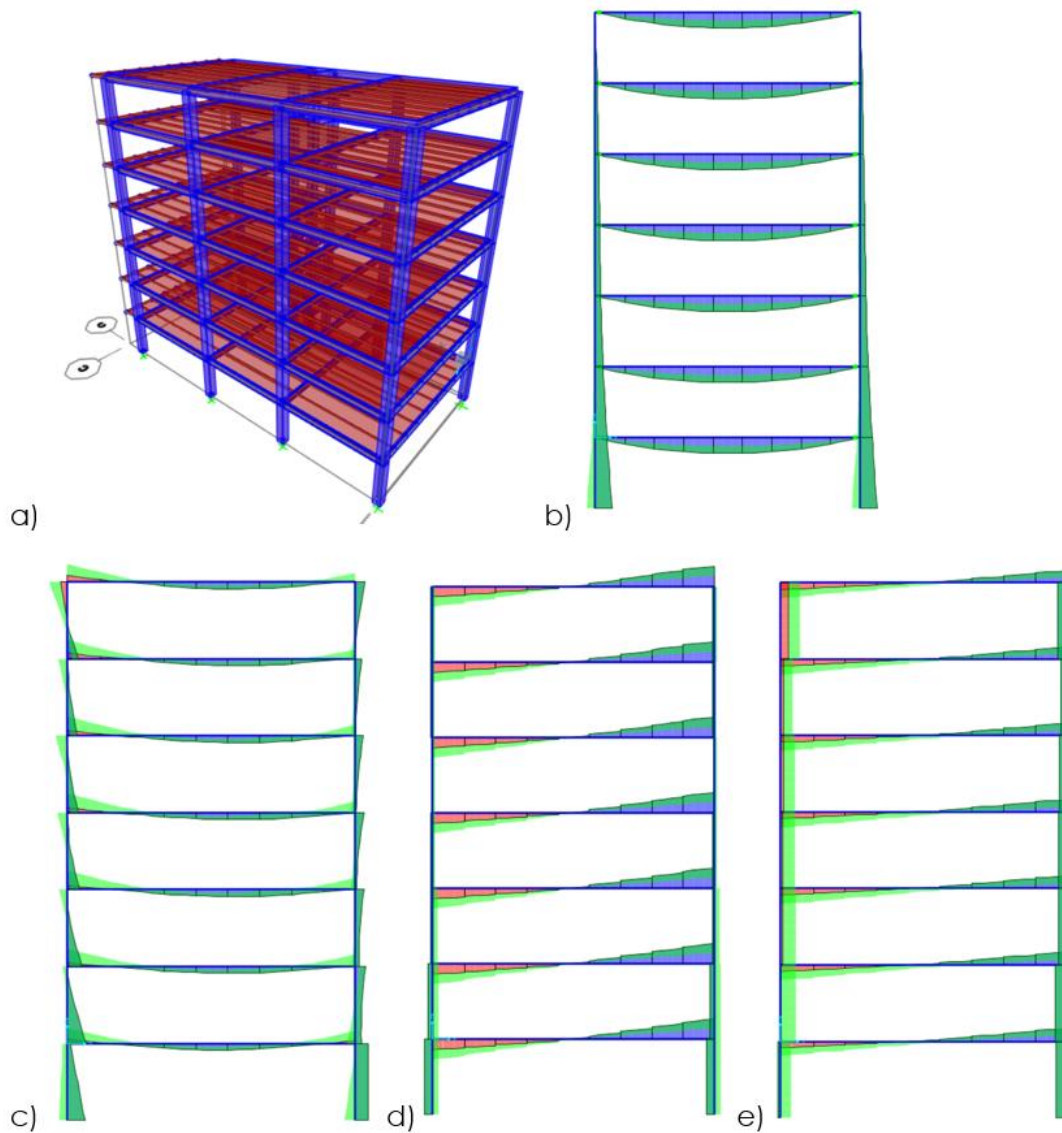


Figura 3-9 Comparación Estructural a) Modelo 3D b) Diagrama de momentos conexión articulada c) Diagrama de momentos conexión monolítica d) Diagrama de cortantes conexiones articuladas e) Diagrama de momentos conexión monolítica

Los resultados se pueden ver resumidos en la Tabla 3-1, se puede observar que la conexión monolítica tiene una reducción del 35% en los momentos de la columna en comparación de la articulada. Y en cortantes se trata mas bien de un incremento del 68%. En cambio, en las vigas se ver una redistribución de momentos.

	Unión Articulada	Unión Monolítica	% incremento
<b>Momentos viga (kN.m)</b>	+700/-0	+250/-717	-64%/+100%
<b>Momento col. (kN.m)</b>	754	484	-35%
<b>Cortante Viga (kN)</b>	252	262	+3.81%
<b>Cortante Col. (kN)</b>	93	291	+68.04 %

Tabla 3-1 Resumen de Esfuerzos

Con mayor cantidad de niveles, los esfuerzos de momentos son mayores y esta reducción de esfuerzos en la conexión monolítica es mayor por lo que se puede deducir que el beneficio de realizar una conexión monolítica es cuando los momentos de las columnas son considerables y se desea tener una sección de menor capacidad. En el caso del cortante, existe un gran incremento en el caso de uniones monolíticas, pero considerando que el esfuerzo de flexión es mandatorio al momento de dimensionamiento este queda en segundo plano para una verificación de resistencia.

### 3.4.2 Normativas Americanas (EEUU)

Para definir el sistema estructural de elementos prefabricados, se consultó a la Tabla 4.11.8 del Manual de diseño de la PCI para sistema con elementos prefabricados, donde limita el sistema estructural según la altura de la edificación y la categoría de diseño sísmica. Esta tabla se basa en consideraciones de la ASCE [13] y la ACI. [1]

En base a la altura del edificio del caso de estudio, se adopta un sistema dual entre muros de corte y pórticos resistentes con diseño especial, con los siguientes coeficientes y factores de la Tabla 3-2:

<b>Coeficiente de modificación de respuesta, <math>R</math></b>	<b>6</b>
<b>Factor de sobre resistencia de sistema <math>\Omega_0</math></b>	<b>2 1/2</b>
<b>Factor de amplificación de deflexión <math>C_d</math></b>	<b>5 1/2</b>

Tabla 3-2 Coeficientes y factores para concreto prefabricado

### 3.4.3 Configuración estructural adoptado

Debido a que es necesario tener un sistema dual con pórticos resistente a acciones laterales, con transmisión de momentos tanto positivos y negativos. La solución estructural es emulativa a una construcción in situ, y este efecto es directamente relacionado a la conexión entre elementos viga y columna adoptada.

Se definió la siguiente configuración mostrada en la Figura 3-10 y las dimensiones adoptadas especificada en la Tabla 3-3.

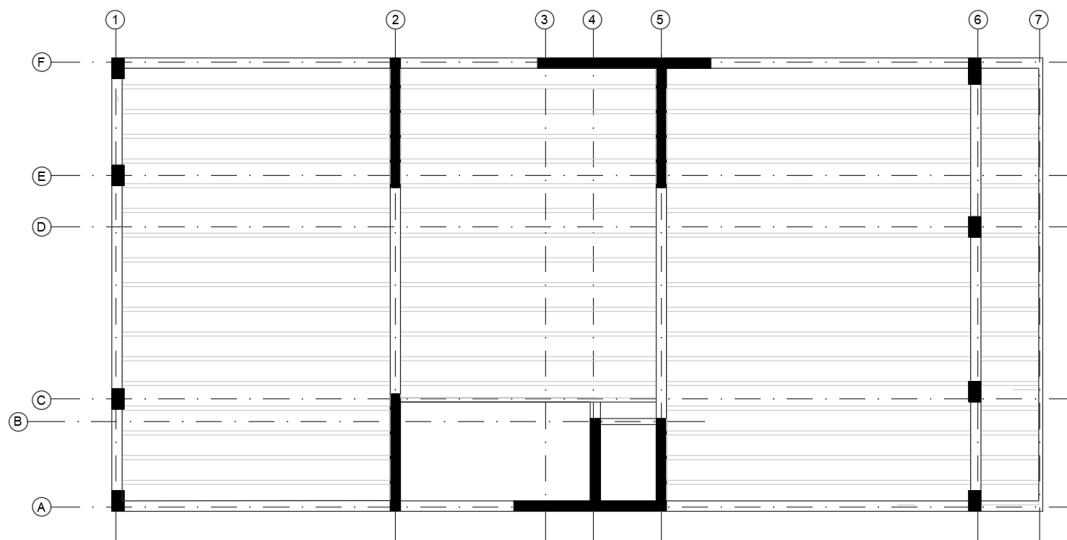


Figura 3-10 Plano estructural de planta tipo

Elemento Estructural	Dimensiones (m)
<b>Columnas o Pilares</b>	0.30 x 0.50
<b>Vigas</b>	0.25 x 0.50
<b>Muros de Corte</b>	Espesor: 0.25
<b>Losa nervada en una dir.</b>	Inter eje 0.6
<b>Nervadura</b>	0.10 x 0.35
<b>Capa de compresión</b>	Esp. 0.05

Tabla 3-3 Dimensiones de elementos adoptadas

### 3.4.4 Conexiones

Las conexiones que se proyecta para este caso, es una conexión emulativa donde se trata de que los esfuerzos se transfieran entre elementos, ya sean viga columna, columna a columna, losa a viga y por último cimentación columna como al resto de elementos estructurales.

El sistema adoptado es un sistema hormigón fresco/soldado descrito como el sistema S4 en el Boletín 78 del Fib "Precast-concrete buildings in seismic areas" [14] que consiste de la conexión entre elementos como columnas rectangulares prefabricadas con una ménsula corta, vigas sección T invertida prefabricadas, losas alveolares prefabricada o losa doble T y por último una capa de hormigón vaciado in situ. Bajo la configuración que se muestra en la Figura 3-11 a la Figura 3-12.

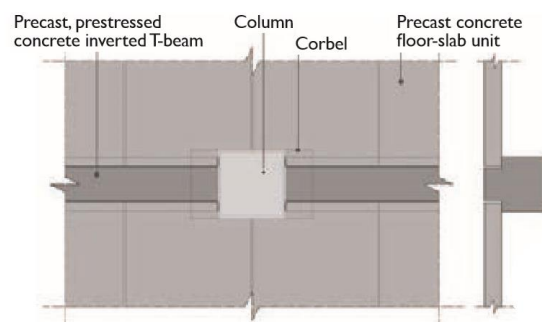


Figura 3-11 Configuración sistema S4 [14]



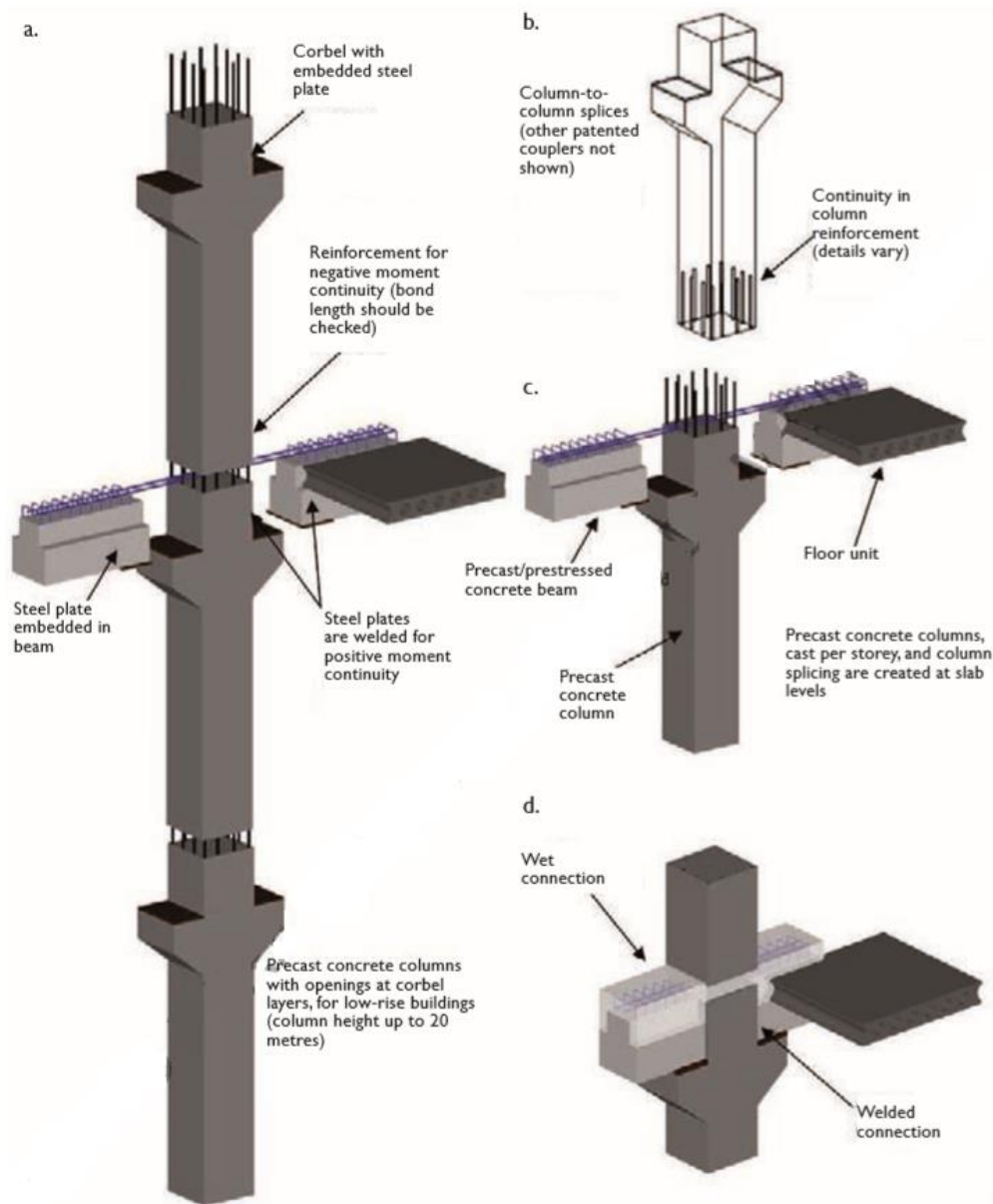


Figura 3-12 Configuración sistema S4 3D [14]

Las tensiones de tracción producidos en la parte superior de viga en la unión del pórtico se transmiten por las barras corrugadas añadidas sobre la viga prefabricada como se muestra Figura 3-12-C. Y para realizar la unión a la estructura se competa con una mezcla de hormigón fresco que cubre la viga, que se ve en la Figura 3-12-D.

Para el caso de las tensiones en la parte inferior de la sección producidos en la unión del pórtico, se opta por la soldadura entre dos placas (ver Figura 3-12-D), la primera que está en la viga prefabricada en la que las armaduras de la viga están previamente soldadas(ver Figura 3-13-b-c). La segunda se encuentra en la ménsula corta de la columna que esta unida a la columna por barras soldadas (ver Figura 3-13-b-c).

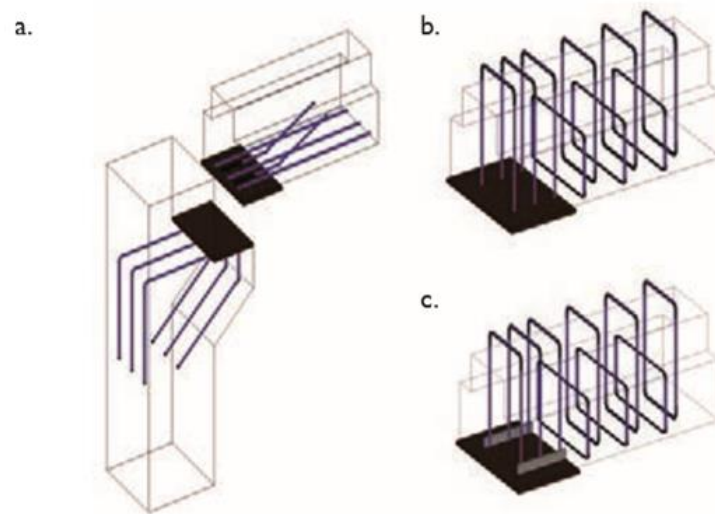


Figura 3-13 Trasmisión de momentos por soldadura S4 [14]

La conexión columna a columna se adoptado se basa en que la columna prefabricada superior tiene aberturas para el inserto de la armadura que se prolonga de la columna inferior y posteriormente es rellenada con el un lechado de hormigón ligante liquido con cualidades especiales de alta resistencia (ver Figura 3-14).

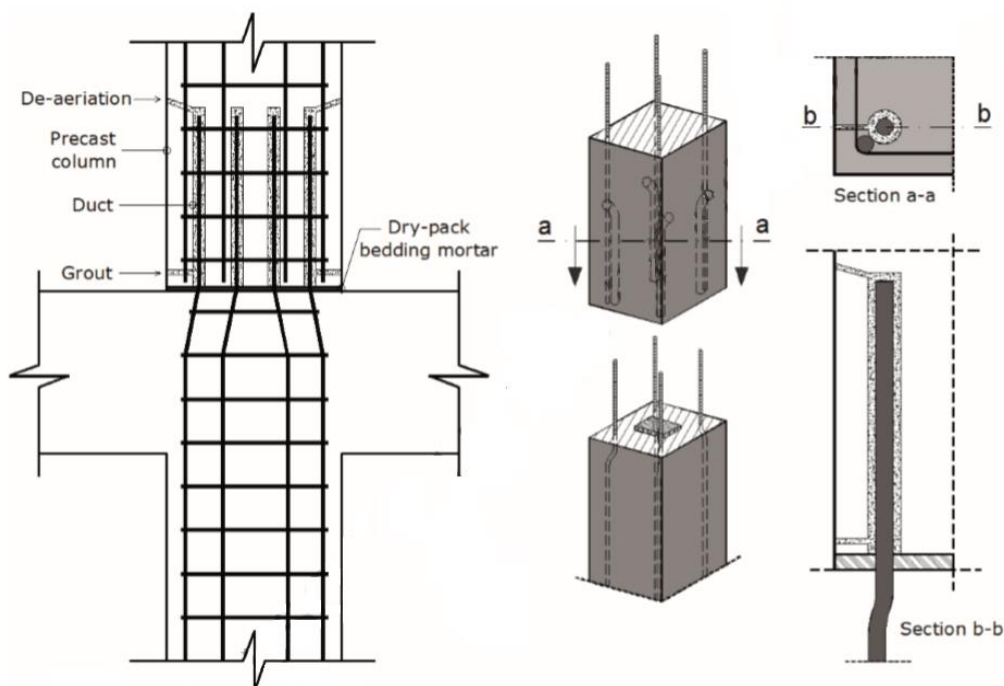


Figura 3-14 Conexión columna a columna por traslape rellenos con una lechada especial. [14]

Otra opción que es normalmente utilizada es del uso de conectores metálicos o mangas conectoras que es un empalme mecánico relleno con una lechada especial como se mencionó anteriormente. (Ver Figura 3-15)

Es muy importante en ambos casos de conexión sellar entre las superficies con un mortero de nivelación.

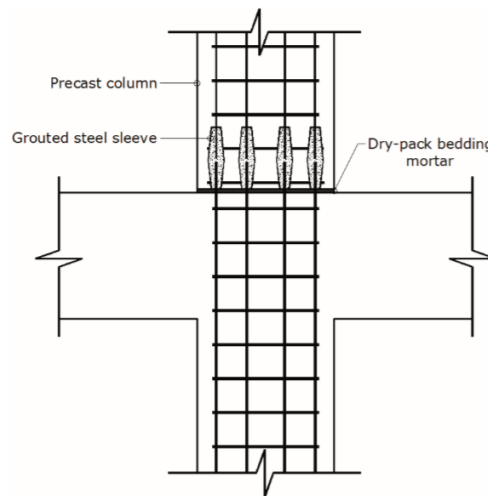


Figura 3-15 Conexión columna a columna con conector o manga metálica rellenas con una lechada especial. [14]

La conexión de la columna a la fundación es igual que la conexión anterior esta se puede realizar por traslape o un empalme mecánico y utilizando una capa de nivelación con un mortero especial no retráctil de 5cm de espesor. (ver Figura 3-16)

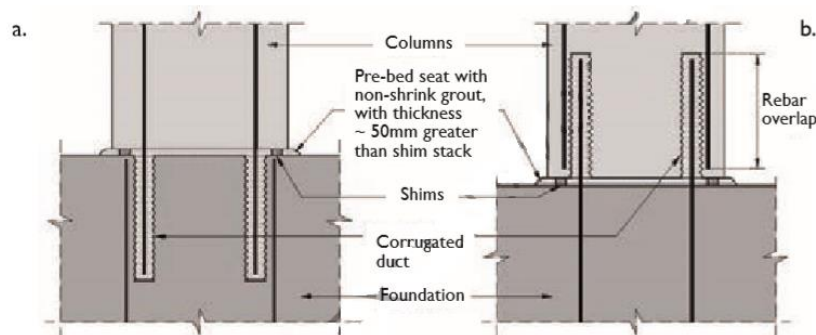


Fig. 5-80 Column-to-foundation connections with corrugated metal ducts (Other details not shown for clarity)

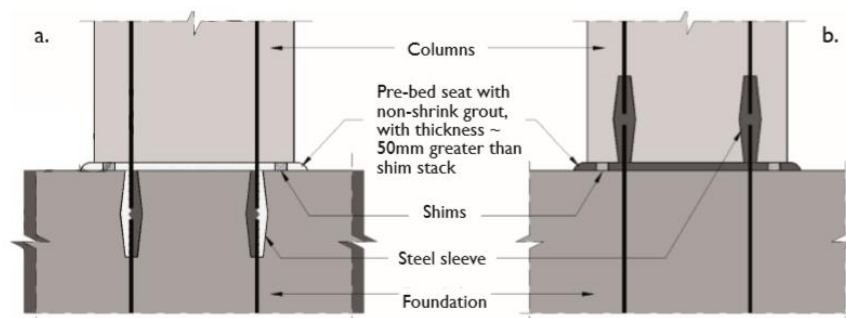


Fig. 5-81 Column-to-foundation connections with steel splice sleeves (Other details not shown for clarity)

Figura 3-16 Conexión Columna a cimentación [14]



## CAPÍTULO 4. DISEÑO DEL CASO DE ESTUDIO

El caso de estudio escogido de edificación ubicada en Bolivia mostrada anteriormente, es por su disponibilidad de información y posible adaptación a una proyección con elementos prefabricados.

Se optó por incrementar el número de pisos al proyecto arquitectónico original para una mayor representación de edificios altos de la zona.

### 4.1 Normativa de diseño:

Se adopta para el diseño de los elementos estructurales de este edificio, el Código de Instituto Americano del Concreto, con sus siglas en Ingles A.C.I. 318 - 2014, en lo referente a la calidad de los materiales, geometría, dimensiones y cantidades de acero mínimas y en todos los aspectos relativos al diseño de obras civiles de Hormigón Estructural, considerando las particularidades propias de los materiales y criterios usuales en Bolivia.

### 4.2 Materiales

Las características de los materiales se resumen en la siguiente Tabla 4-1:

<i>Parámetros</i>	<i>Valor Medio (N/mm<sup>2</sup>)</i>
<b>Resistencia característica del concreto, <math>f'_c</math></b>	30
<b>Modulo elástico del concreto, <math>E_c</math></b>	33000
<b>Módulo de cortante del concreto, <math>G</math></b>	13750
<b>Límite elástico característico del acero, <math>f_y</math></b>	500
<b>Modulo elástico del acero, <math>E_s</math></b>	210000

*Tabla 4-1 Características de los materiales*

### 4.3 Solicitaciones

Ante la falta de un código actualizado oficial al vigente CBH87 (Código Boliviano del Hormigón 1987) que no cubre muchos aspectos de diseño como acciones de viento o sísmicos se asumieron cargas úsales para edificación consideradas en la región, dejando a los proyectistas apoyarse en códigos exteriores bajo criterio propio.

#### 4.3.1 Acciones Verticales

Peso propio (D):

Se consideró un peso específico de  $25 \text{ kN/m}^3$  para todos los elementos de hormigón armado de la estructura.

Carga Muerta (D):

- Piso de nivelación de espesor 5cm más instalaciones con peso específico de  $24 \text{ kN/m}^3$  dando una carga de  $1.18 \text{ kN/m}^2$  ( $120 \text{ kg/m}^2$ ), se proyecta para todas las superficies horizontales como losas y escalera.
- Carga de Muros de mampostería de  $20 \text{ kN/m}^3$  de peso específico, los muros exteriores se consideran de 15cm y son cargados linealmente sobre las vigas perimetrales. Y los muros interiores son sumados

linealmente de los planos arquitectónicos y divididos en el área de emplazamiento, cargando una carga distribuida sobre la losa.

Carga Viva (L):

- Se consideró una carga viva de  $1.96 \text{ kN/m}^2$  ( $200 \text{ kg/m}^2$ ) por ser espacios de vivienda.
- Se consideró una carga viva de  $2.94 \text{ kN/m}^2$  ( $300 \text{ kg/m}^2$ ) en las escaleras.

Carga de Nieve (S):

- No se consideras en la región por la no ocurrencia.

#### 4.3.2 Acciones Horizontales

Carga de viento (W): Se asume como velocidad de viento  $150.0 \text{ km/hr}$ , que origina presiones variables en función de la elevación en toda la altura del edificio, de acuerdo a lo establecido en el Código ASCE 7-05 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) con una exposición b en lo referente a las solicitaciones por viento. Con el fin de rigidizar la estructura, se supone que la sollicitación lateral, será absorbida fundamentalmente por los muros de corte y las columnas de acuerdo a su rigidez, suponiendo a la losa indeformable en su plano (diafragma rígido).

#### 4.3.3 Espectro de Diseño elástico para el Caso de estudio

El caso de estudio de este proyecto se encuentra ubicado en la ciudad de Cochabamba, que según la zonificación sísmica del GBDS presenta una Aceleración pico de suelo o PGA de  $0.3g$ . (La más elevada del país). La clasificación de suelo que presenta la GBDS es en base a la capacidad portante y la velocidad de onda corta, según un estudio de suelo de la zona muestra una capacidad portante de  $1.1 \text{ kg/cm}^2$  clasificándolo como Suelo S4 y por último un factor de Importancia I de la estructura de 1 por su función de viviendas multifamiliar.

En la siguiente Figura 4-1 se muestra el espectro proporcionado en la GBDS para el caso de estudio.

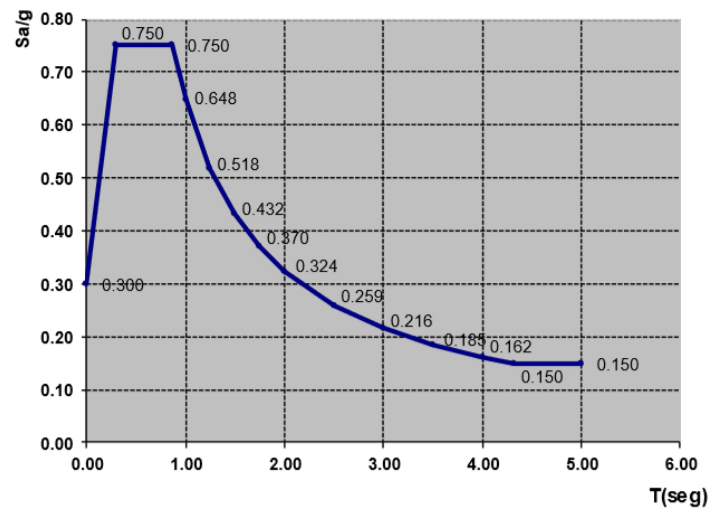


Figura 4-1 Espectro de diseño del Caso de estudio según GBDS. [5]

Debido a que el GBDS no es un código oficial, obtenemos el espectro de respuesta en base a un código establecido que es el Euro Código 08 (ver Figura 4-2) para poder tener una comparación objetiva del espectro, con las mismas condiciones de suelo obtenidas de estudio de suelo de la zona. Clasificamos según el N de golpes de SPT menor a 15 y obtenemos tipo de suelo D según la Tabla 3.1 del EC8, obtenemos los valores de la Tabla 3.2 del EC8 y PGA utilizadas anteriormente y determinamos el espectro Tipo 1 según el EC8 [10].

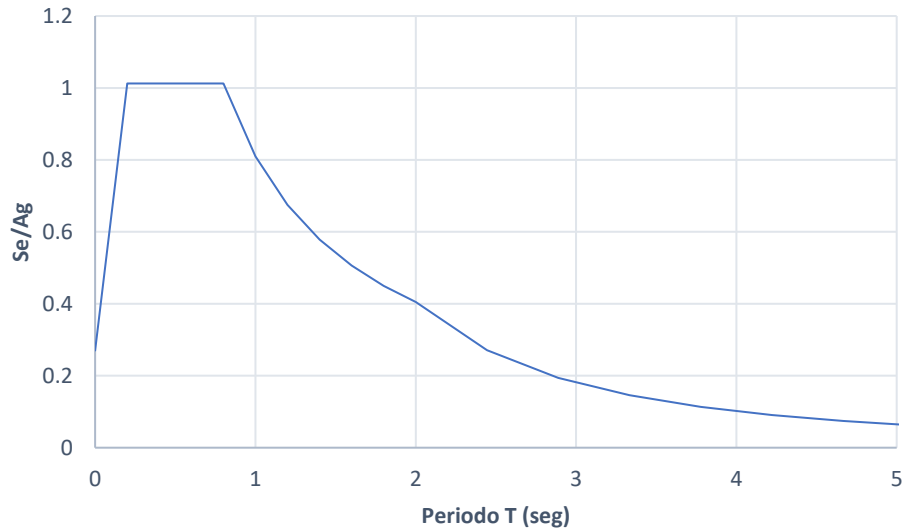


Figura 4-2 Espectro elástico de Diseño con el EC8

Sobreponiendo ambos espectros de aceleración propuestos por ambos códigos en la Figura 4-3, podemos observar que la meseta en el dada por el espectro del EC8 es mayor para periodos entre 0 a 2.2s mientras que para periodos mayores a este el espectro propuesto por el GBDS es mayor.

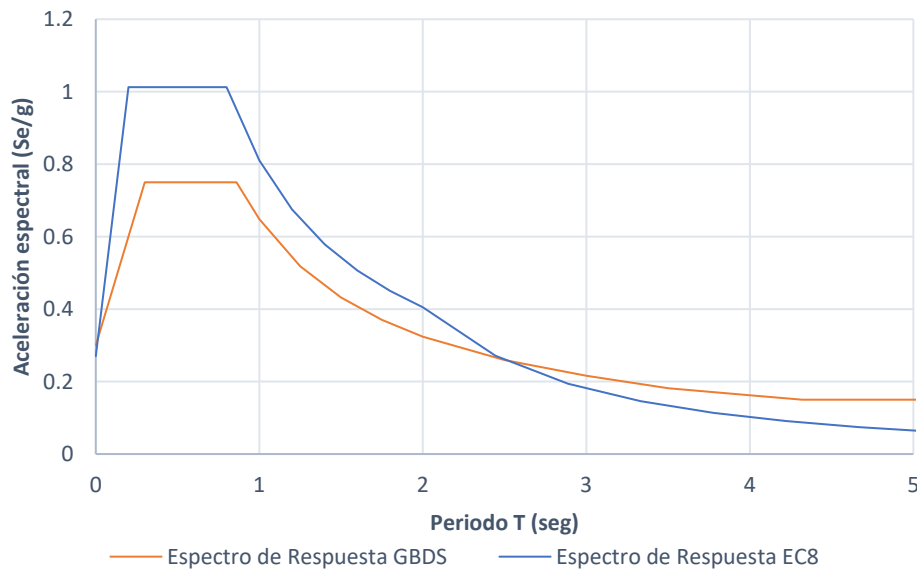


Figura 4-3 Comparación de Espectros de respuesta elástica

Debido a que se espera periodos de respuesta menores a 2.2s y que el espectro del EC8 es un código reconocido se adopta el mismo como espectro de diseño para obtener las solicitaciones horizontales por acción sísmica (E).

#### 4.3.4 Combinación de cargas

Para el diseño de los elementos se utiliza las combinaciones de carga de resistencia ultima establecida por el código ACI 318-14, resumidas en la Tabla 4-2 [15]:

Combinaciones de Carga	Ecuación	Carga Primaria
$U=1.4D$	(5.3.1a)	D
$U=1.2D+1.6L+0.5(L_R \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1b)	L
$U=1.2D+1.6(L_R \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_R \text{ o } S \text{ o } R$
$U=1.2D+1.0W+1.0L+0.5(L_R \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1d)	W
$U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$	(5.3.1e)	E
$U=0.9D+1.0W$	(5.3.1f)	W
$U=0.9D+1.0E$	(5.3.1g)	E

Tabla 4-2 Combinaciones de Resistencia ultima U (TABLA 5.3.1 ACI 318-14)

Nota: Según el Artículo 5.3.3 de la ACI 318-14 el coeficiente que acompaña la carga viva L en las combinaciones (5.3.1c), (5.3.1d) y (5.3.1e) mostradas en la Tabla anterior podrán ser reducidas 0.5. Cumpliendo las condiciones del artículo que es nuestro caso.

Las combinaciones de servicio que son la suma de las acciones según las condiciones del caso que se quiera analizar sin coeficientes de mayoración.

#### 4.4 Modelo Numérico

El programa adoptado para el análisis y diseño de la estructura es SAP2000 por la facilidad de herramientas pre programadas para la evaluación sísmica y variedad de opciones de modelación (ver Figura 4-4 Figura 4-5).

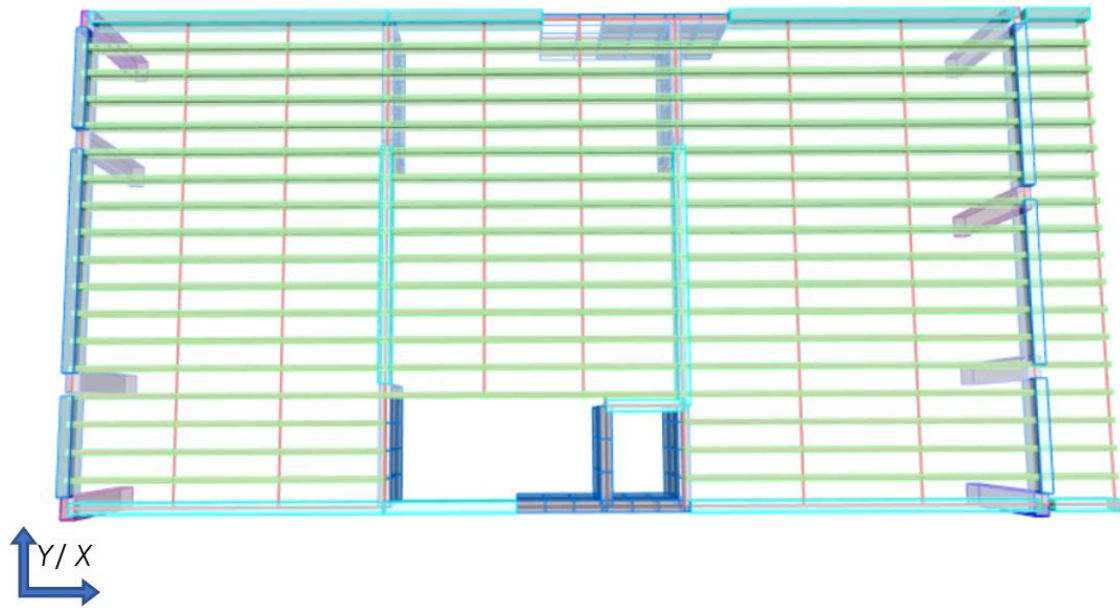


Figura 4-4 Vista de Planta Modelo numérico

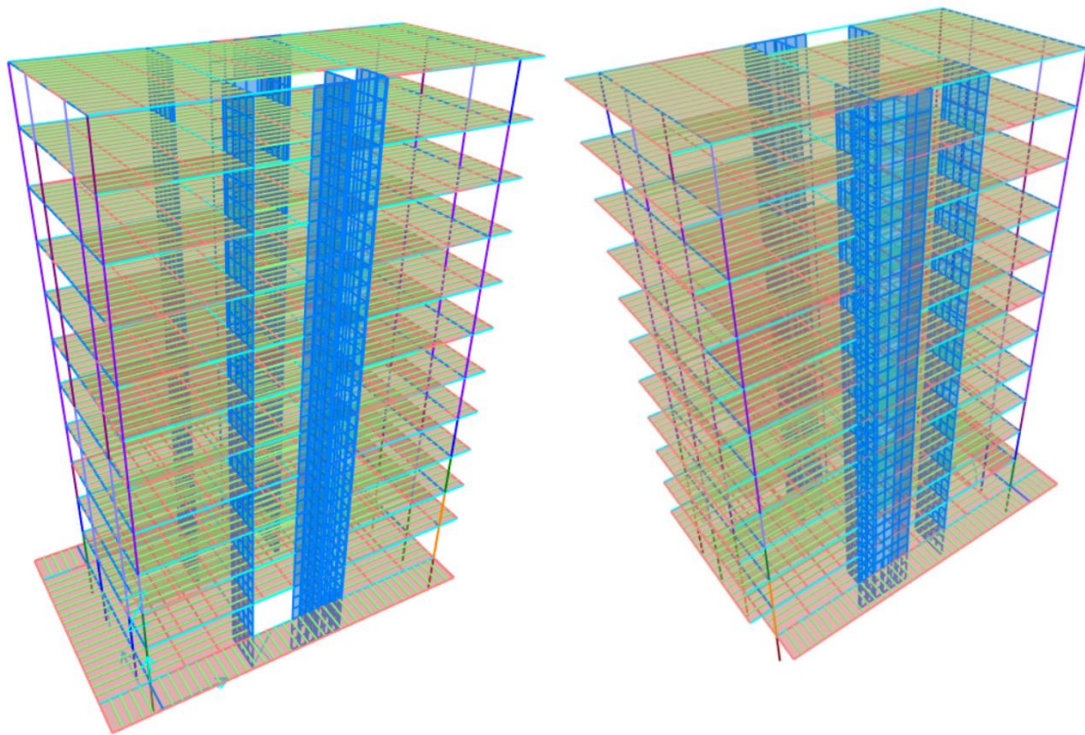


Figura 4-5 Modelo Numérico en el programa SAP2000

Del análisis modal del modelo obtenemos los periodos de vibración natural de la estructural y la participación de masa en cada modo de deformación. En la Tabla 4-3 resumimos los modos de deformación mas relevantes para su posterior uso, se recalca que el modelo tiene 100 modos de deformación obteniendo la participación de masas mayor al 90% como es requerimiento en las norma de diseño.

	Modo 1 (desp. X)	Modo 2 (desp. Y)	Modo 3 (rot)	Modo 4 (desp. Y)	Modo 5 (desp. X)
Periodo T (s)	1.37	1.33	1.07	0.30	0.28
% masa X	60	6	0	2	15
% masa Y	5	58	2	10	2
% masa RZ	1	1	70	4	0

Tabla 4-3 Ratios de la participación modal de masas

#### 4.5 Diseño sismo resistente

Para obtener los esfuerzos de acción sísmica, se optó por realizar análisis modal mediante Espectros de Respuesta. El coeficiente de modificación de respuesta R para reducir el espectro elástico, se adoptará de 6 obtenido de la Tabla 3-2.

Utilizando el modelo numérico y las herramientas de diseño del programa, obtenemos diagramas de esfuerzos, deformaciones y las cuantías de armado requerida con base en el código ACI 318-14. También podemos realizar las verificaciones propias de diseño especial que exige el código.

En base a las cuantías y criterios que faciliten la facilidad de armado y uniformidad, adoptamos armados para las columnas resumidos en la Tabla 4-4 y para las vigas más solicitadas uniformizando a una planta resumidos en la Tabla 4-5.

Tipo	Armado $\emptyset$ (mm)	Nivel/Col	A1	C1	E1	F1	A6	C6	D6	F6
A1	16 $\emptyset$ 25	1	A3	A5	A5	A4	A1	A3	A2	A1
A2	14 $\emptyset$ 25	2	A3	A5	A5	A4	A2	A3	A2	A2
A3	12 $\emptyset$ 25	3	A4	A5	A6	A5	A2	A6	A3	A2
A4	4 $\emptyset$ 25+8 $\emptyset$ 20	4	A6	A5	A6	A7	A3	A6	A5	A4
A5	12 $\emptyset$ 20	5	A8	A5	A6	A8	A5	A7	A6	A6
A6	10 $\emptyset$ 20	6	A8	A6	A6	A8	A8	A8	A7	A8
A7	4 $\emptyset$ 20+6 $\emptyset$ 16	7	A8	A7	A7	A8	A8	A8	A8	A8
A8	10 $\emptyset$ 16	8	A8	A8	A8	A8	A8	A8	A8	A8
Doble estribo de $\emptyset$ 8c/10cm Para ambas direcciones Para todos los armados.		9	A8	A8	A8	A8	A8	A8	A8	A8
		10	A8	A8	A8	A8	A8	A8	A8	A8
		11	A8	A8	A8	A8	A8	A8	A8	A8
		12	A7	A6	A6	A8	A6	A7	A7	A6

Tabla 4-4 Armado de columnas asumido

Diseño de Viga		Armado	As Total (cm <sup>2</sup> )	Estribos Adoptados	Momento Resistente (kN.m)	Rotación Plástica (Rad)	N.º Rotula
V25x50 EJE 1 (A-C)	SUP	2 $\emptyset$ 20+2 $\emptyset$ 16	10.3	4R $\emptyset$ 8c/10cm	241.1	0.074	R1
	INF	2 $\emptyset$ 20+1 $\emptyset$ 12	7.41		180.9	0.069	
V25x50 EJE 1 (C-E)	SUP	2 $\emptyset$ 25+2 $\emptyset$ 20	16.1	4R $\emptyset$ 8c/10cm	362.3	0.062	R2
	INF	3 $\emptyset$ 20	9.42		226.2	0.074	
V25x50 EJE 1 (E-F)	SUP	3 $\emptyset$ 20	9.42	4R $\emptyset$ 8c/10cm	222.9	0.055	R3
	INF	2 $\emptyset$ 20+1 $\emptyset$ 12	7.41		180.7	0.052	
V25x50 EJE 6 (A-C)	SUP	3 $\emptyset$ 20	9.42	4R $\emptyset$ 8c/10cm	219.4	0.059	R4
	INF	2 $\emptyset$ 16+1 $\emptyset$ 12	5.15		130.6	0.053	

Diseño de Viga		Armado	As Total (cm <sup>2</sup> )	Estribos Adoptados	Momento Resistente (kN.m)	Rotación Plástica (Rad)	N.º Rotula
V25x50 EJE 6 (C-D)	SUP	3Ø25	14.73	4RØ8c/10cm	330.5	0.048	R5
	INF	2Ø20+1Ø12	7.41		181.3	0.061	
V25x50 EJE 6 (D-F)	SUP	2Ø25+1Ø16	11.83	4RØ8c/10cm	269	0.057	R6
	INF	6Ø16	6.03		150.4	0.061	
V25x50 EJE A (1-2)	SUP	3Ø16+1Ø12	7.16	2RØ8c/10cm	171.9	0.05	R7
	INF	4Ø12	4.52		116.6	0.086	
V25x50 EJE A (2-3)	SUP	3Ø25+1Ø20	17.87	4RØ8c/10cm	339.3	0.041	R8
	INF	2Ø20+2Ø16	10.3		245.9	0.055	
V25x50 EJE A (5-6)	SUP	3Ø20	9.42	2RØ8c/10cm	218.4	0.032	R9
	INF	4Ø12	4.52		116.8	0.092	
V25x50 EJE A (6-7)	SUP	3Ø12	3.39	2RØ8c/10cm	91	0.059	R10
	INF	3Ø12	3.39		91	0.059	
V25x50 EJE F (1-2)	SUP	2Ø20	6.28	2RØ8c/10cm	152.9	0.055	R11
	INF	2Ø16	4.02		105.4	0.086	
V25x50 EJE F (2-3)	SUP	3Ø25+1Ø20	17.87	4RØ8c/10cm	400.9	0.049	R12
	INF	2Ø25+1Ø12	10.95		260.4	0.06	
V25x50 EJE F (5-6)	SUP	2Ø25+1Ø12	10.95	2RØ8c/10cm	254.1	0.036	R13
	INF	3Ø16+1Ø12	7.16		175.7	0.082	
V25x50 EJE F (6-7)	SUP	3Ø12	3.39	2RØ8c/10cm	91	0.059	R14
	INF	3Ø12	3.39		91	0.059	
V25x50 EJE 2 (E-C)	SUP	5Ø16	10.05	4RØ8c/10cm	239.3	0.075	R15
	INF	5Ø16	10.05		239.3	0.075	
V25x50 EJE 5 (E-C)	SUP	2Ø25+2Ø16	13.84	4RØ8c/10cm	322.6	0.081	R16
	INF	4Ø20	12.57		360	0.082	

Tabla 4-5 Diseño adoptado de vigas Tipo

Los muros también son diseñados en base a los esfuerzos obtenidos del programa, se realizaron verificaciones manuales y se verificaron con diagramas de interacción P-M2-M3 realizados en el mismo programa. El diseño adoptado se muestra en la Tabla 4-6.

Diseño de muros	L	e	Vertical		Horizontal	
	(m)	(m)	Cuantía	Armado Adop.	Cuantía	Armado Adop.
Muro en Eje A (3-5)	3.70	0.25	0.00870	16Øc/19cm	0.0025	10Øc/25cm
Muro en Eje F (3-5)	4.20	0.25	0.00689	16Øc/24cm	0.0025	10Øc/25cm
Muro en Eje 2 (A-C)	2.65	0.25	0.00273	10Øc/23cm	0.0025	10Øc/25cm
Muro en Eje 2 (E-F)	3.00	0.25	0.00360	12Øc/26cm	0.0025	10Øc/25cm
Muro en Eje 4 (A-B)	2.20	0.25	0.00328	10Øc/19cm	0.0025	10Øc/25cm
Muro en Eje 5 (A-B)	2.20	0.25	0.00328	10Øc/19cm	0.0025	10Øc/25cm
Muro en Eje 5 (E-F)	2.75	0.25	0.01460	16Øc/11cm	0.0025	10Øc/25cm

Tabla 4-6 Diseño adoptado de Muros de Corte



CAPÍTULO 5. EVALUACIÓN SÍSMICA

5.1 Evaluación preliminar del diseño original

Como se determinó que la posible acción sísmica en el caso de estudio es relevante y previamente en el capítulo 3, se mencionó que el diseño original no es sismo resistente. Evaluamos si el diseño original resistiría la acción sísmica prevista.

Realizamos un modelo numérico (ver Figura 5-1) para obtener los esfuerzos que debería resistir los elementos verticales, centrándonos enteramente en los muros de corte existente que absorbe la mayor parte de la cortante basal.

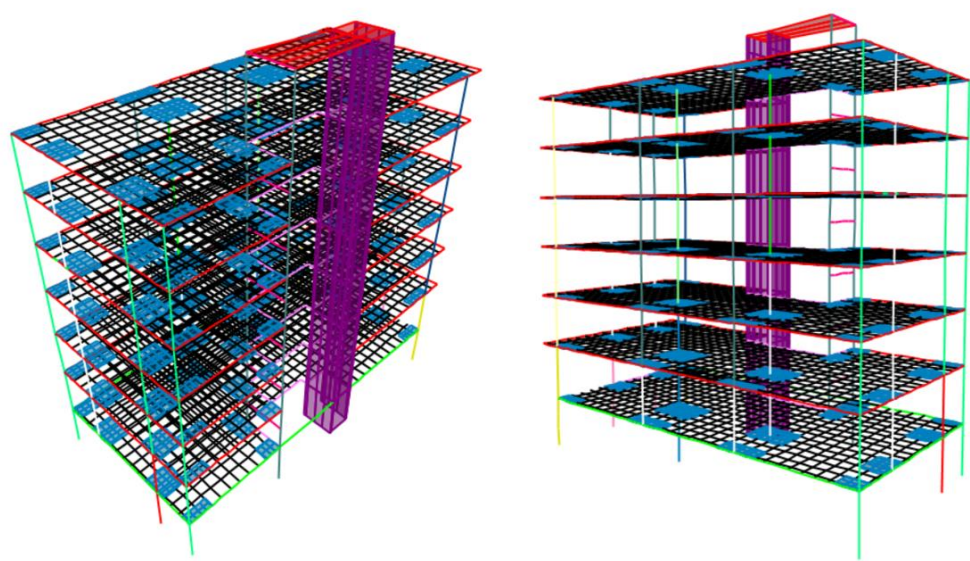


Figura 5-1 Modelo numérico diseño original

En base a al detalle constructivo del muro de ascensor (ver Figura 5-2), calculamos los momentos resistentes de la sección según el armado resumidos en la Tabla 5-1.

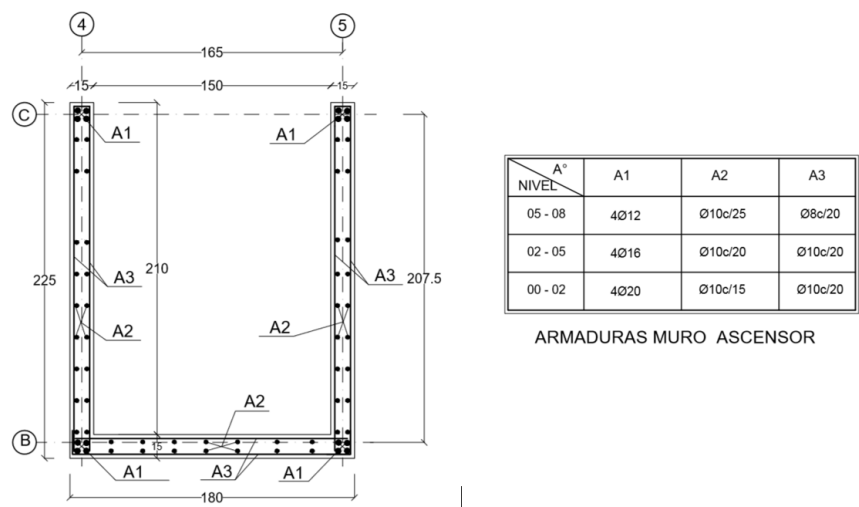


Figura 5-2 Armado de Muro diseño original [12]



Realizamos un análisis espectro modal, utilizando el espectro mostrado en la sección 4.3.3. Y los resumimos los momentos actuantes en la Tabla 5-1.

	<b>Momento Actuante</b>	<b>Momento nominal</b>	<b>Momento Resistente</b>
<b>Muro Eje B (4-5)</b>	1457.17 kN.m	1300.6 KN.m	1444.8 Kn.m
<b>Muro Eje 4 (C-B)</b>	2803.78 kN.m	1779.4 kN.m	2143.8 KN.m
<b>Muro Eje 5 (C-B)</b>	2584.56 kN.m	1779.4 kN.m	2143.8 KN.m

*Tabla 5-1 Resumen Evaluación de Muro Ascensor*

Comparando los valores, podemos observar que los momentos actuantes son mayores al resistente por lo cual, la capacidad del muro original no cubre la demanda sísmica prevista y no se continuara con una evaluación no lineal.

## **5.2 Análisis no lineal estático con empuje incremental (PUSH OVER)**

Para poder realizar el análisis no lineal los elementos, calculamos las rotulas plásticas según el armado anteriormente proporcionado. Para el caso de las vigas, utilizamos el programa de Momento Curvatura multilínea [16] y obtenemos la respuesta no lineal de las secciones, resumidas en la Tabla 4-5. Posteriormente creamos y asignamos las rotulas en el programa SAP2000.

En el caso de las columnas se optó por la asignación de las rotulas automáticas calculadas por el programa SAP2000 en base a la Tabla 10-8 (Columnas de hormigón) de la ASCE 41-13 para la rotación plástica [17], utilizando el armado adoptado que se introdujo en las secciones de las columnas. También calcula los diagramas de interacción M2-M3-P con la resistencia ultima completa ( $\Phi = 1$ ) y el límite elástico del acero incrementado utilizando para una evaluación sísmica.

Posteriormente definimos los estados de carga no lineal para crear el empuje incremental horizontal. El estado inicial utiliza las cargas verticales muertas y un 20% de las cargas vivas. Y consecutivo a este, creamos un estado de carga horizontal utilizando el modo de vibración predominante para cada dirección e incrementándolo hasta llegar al fallo total. Para este fin se optó por el control del desplazamiento de un punto de la losa superior hasta un rango asumido.

### **5.2.1 Resultado grafico del comportamiento de las Rotulas**

Al terminar los pasos de carga obtenemos los resultados gráficos del comportamiento de las rotulas, tanto como en dirección X (ver Figura 5-3) como en dirección Y (Figura 5-4). Una escala de colores nos indica los diferentes niveles de daño en la rótula: "Magenta, azul, cian y verde son el estado de daño leve, moderado, severo y completo, respectivamente. Los colores amarillo, naranja y rojo, representan el colapso del elemento"[9].

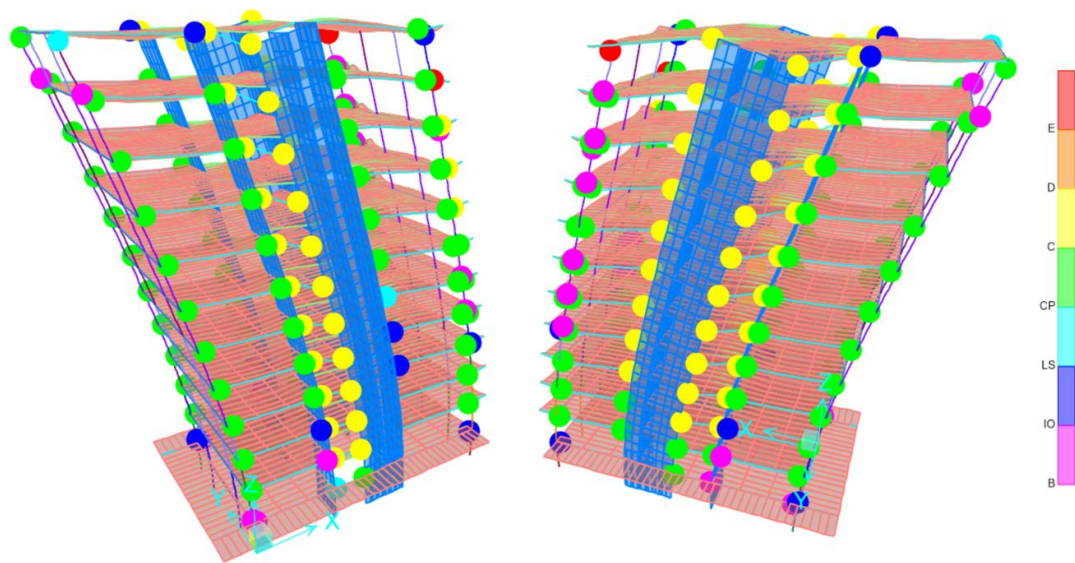


Figura 5-3 Resultado grafico empuje incremental dirección X

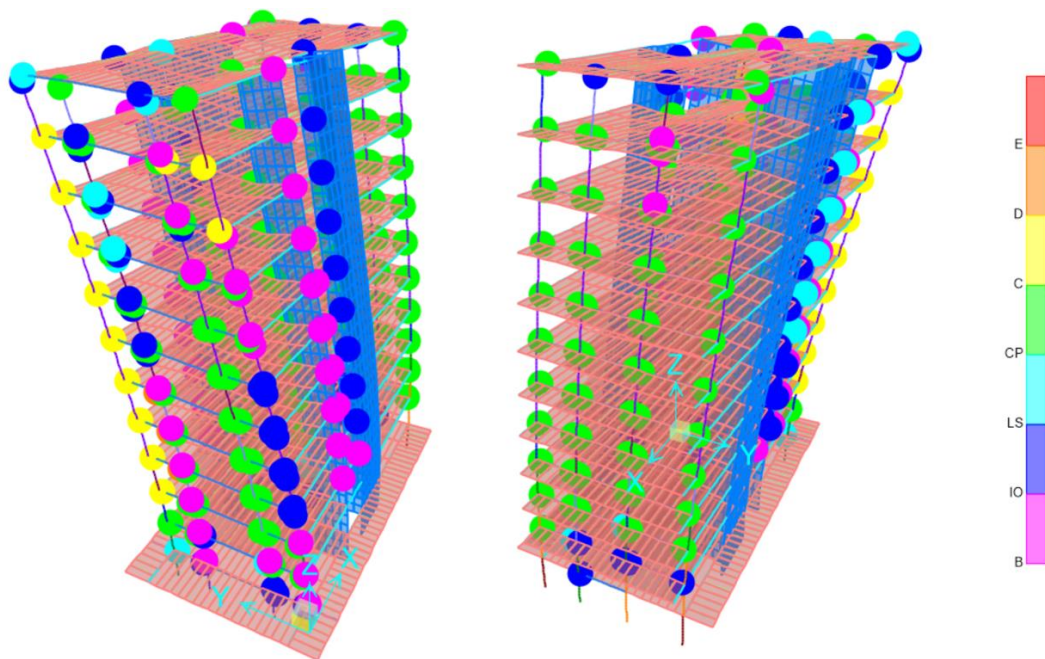


Figura 5-4 Resultado grafico empuje incremental dirección Y

### 5.2.2 Curva de capacidad

Obtenemos la curva de capacidad de la estructura graficando el desplazamiento del punto de control que se encuentra en la última losa superior versus fuerza incremental aplicada que se entiende como la cortante basal del sistema. El programa SAP2000 tiene la función de análisis Empuje incremental (Push over) pre programada, para la obtención de esta información tanto en dirección X (ver Figura 5-5) como en dirección Y (ver Figura 5-6).

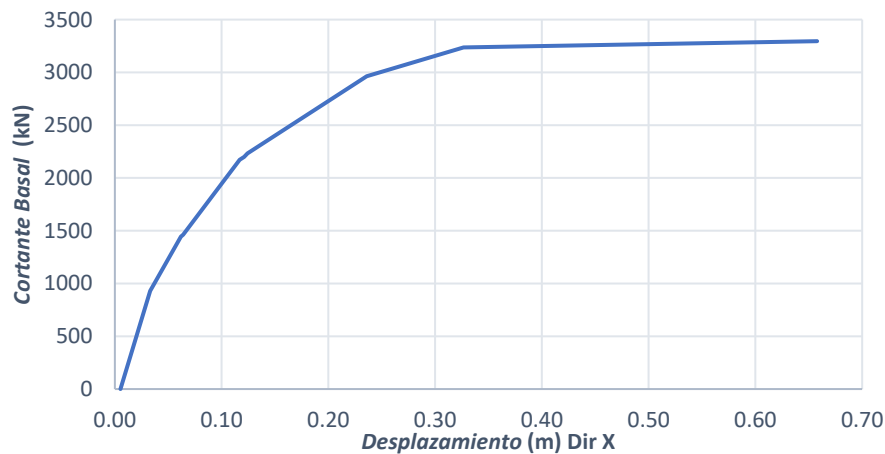


Figura 5-5 Curva de capacidad en dirección X

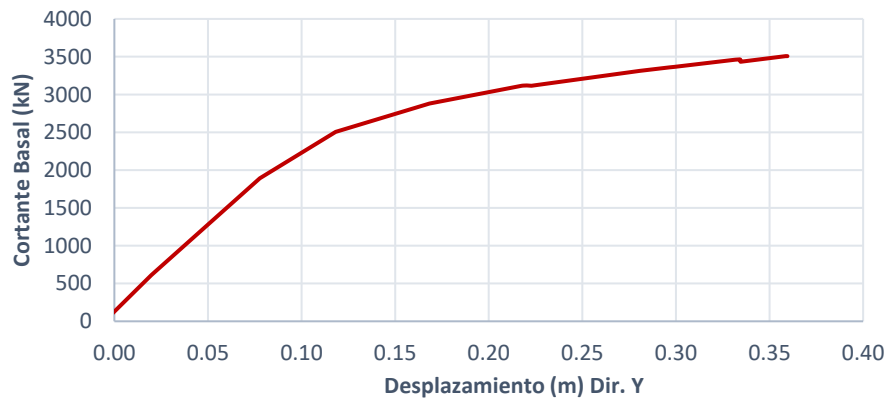


Figura 5-6 Curva de capacidad en dirección Y

### 5.2.3 Punto de desempeño con el Método del EC8

Calculamos el punto de desempeño utilizando un programa EC8PO [18] que utiliza la formulación descrita en el Anexo B del Euro código 8 parte 1. En la Tabla 5-2 Resumimos valores de cálculo y resultados para ambas direcciones.

Dirección X		Dirección Y	
Sistema equivalente (SDOF)			
$\Gamma$	1.16	$\Gamma$	1.16
M* (Ton)	758.28	M* (Ton)	758.28
T* (s)	1.314	T* (s)	1.232
Curva Elastoplástica (Capacidad)			
F <sub>y</sub> * (kN)	3049.7	F <sub>y</sub> * (kN)	2874.1
E <sub>m</sub> (kN*m)	538.7	E <sub>m</sub> (kN*m)	504.3
d <sub>t</sub> (m)	0.265	d <sub>t</sub> (m)	0.2483
d <sub>y</sub> (m)	0.176	d <sub>y</sub> (m)	0.146
Demanda			
S <sub>a</sub> (Te*) /g	0.617	S <sub>a</sub> (Te*) /g	0.658
d <sub>et</sub> (Te*) (m)	0.265	d <sub>et</sub> (Te*) (m)	0.248
q <sub>u</sub>	1.50	q <sub>u</sub>	1.70
Punto de Desempeño			
Desplazamiento (m)	0.307	Desplazamiento (m)	0.288
Cortante Basal (kN)	3537.7	Cortante Basal (kN)	3334.0

Tabla 5-2 Resumen determinación del Punto de desempeño

Se puede observar gráficamente en la Figura 5-7 y Figura 5-8 para dirección X y Y respectivamente, la capacidad de la estructura en relación con la demanda que es sometida, donde la curva elastoplástica sintetiza el comportamiento de la estructura exponiendo el comienzo y desarrollo de mecanismo plástico como la capacidad última del sistema idealizado como  $F_y^*$ . Y la intersección con la curva de demanda reducida ( $/q_u$ ) para encontrar el punto de desempeño del sistema (SDOF).

Por último, transformamos con el Factor de participación de masas ( $\Gamma$ ) el punto de desempeño de SDOF a desplazamiento del punto de control y la cortante basal de la estructura.

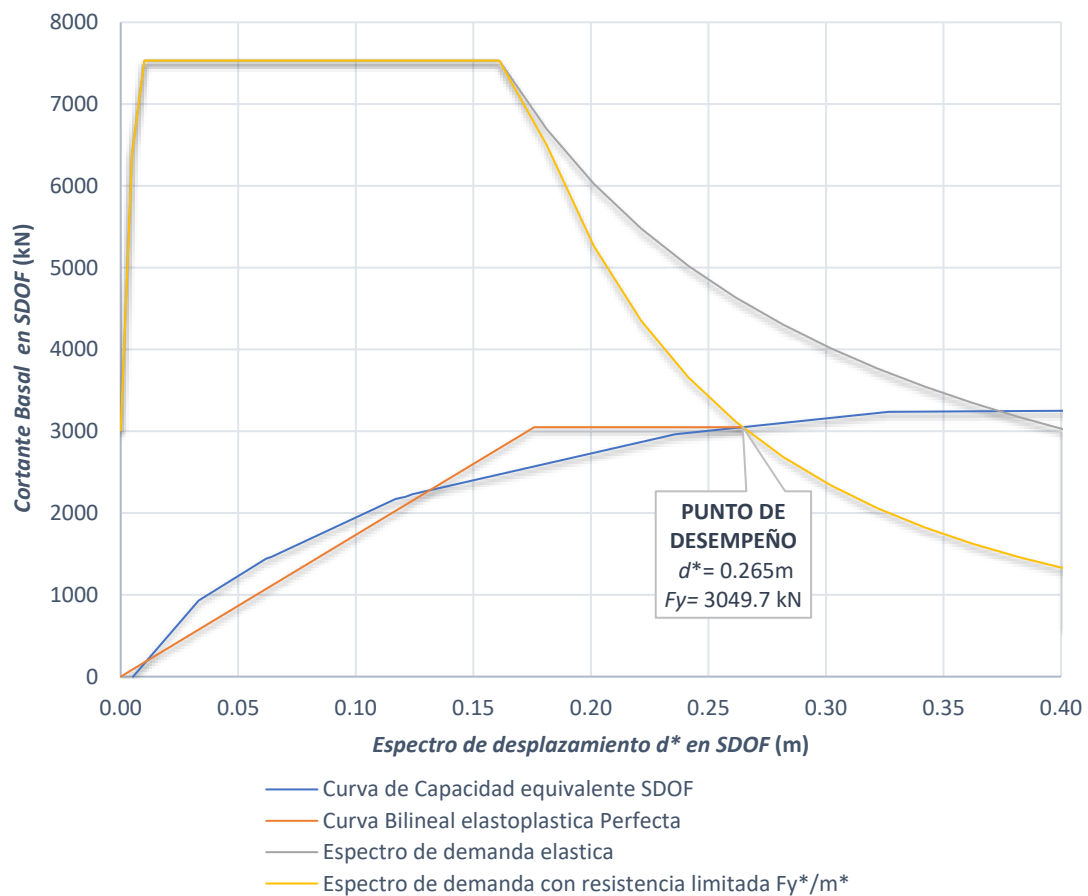


Figura 5-7 Determinación del punto de desempeño para el sistema SDOF en dirección X

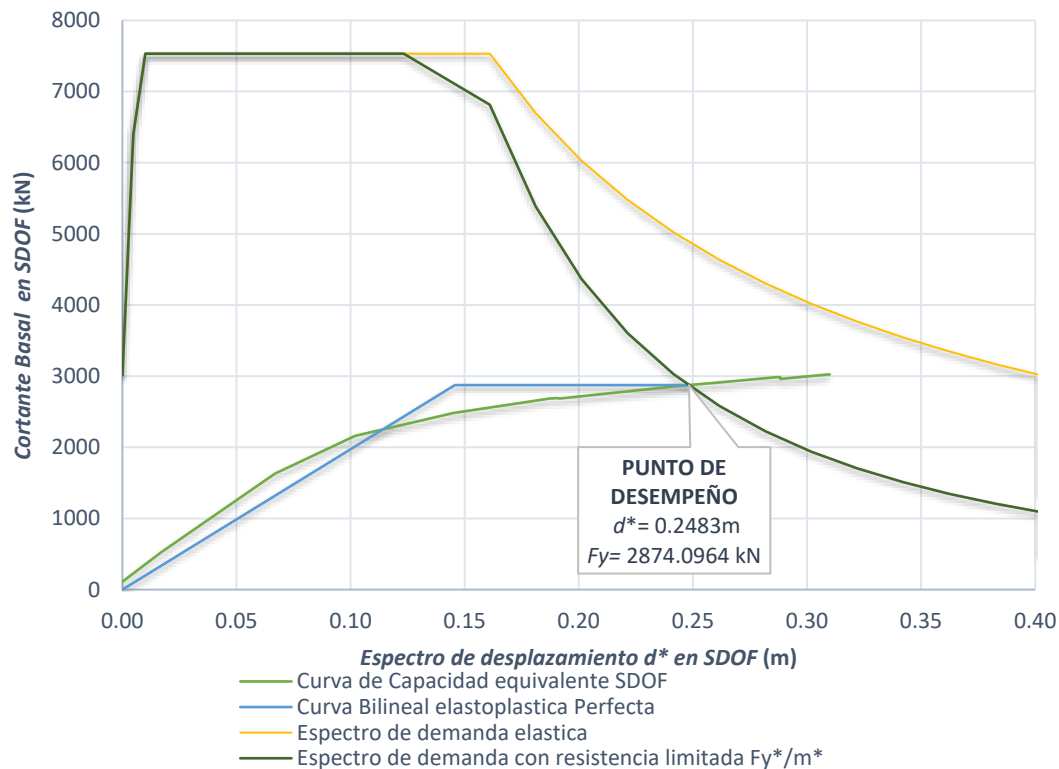


Figura 5-8 Determinación del punto de desempeño para el sistema SDOF en dirección Y

#### 5.2.4 Validación del Punto de desempeño

Utilizando las funciones de Empuje incremental (*Pushover*) mencionadas anteriormente, podemos determinar el punto de desempeño por capacidad en base al código ATC-40, usando el mismo espectro elástico de demanda que en el método anterior para poder compararlos.

En la Tabla 5-3 comparamos los puntos de desempeño determinados por ambos métodos. Se puede ver una variación en los resultados de entre 6% a 22%.

Método	Dirección X			Dirección Y		
	EC 8	ATC-40	Var.	EC 8	ATC-40	Var.
Desplazamiento (m)	0.307	0.323	+4.95%	0.2880	0.224	-22%
Cortante Basal (kN)	3537.7	3991.7	+11.37	3334.0	3121.9	-6%

Tabla 5-3 Comparación Punto de desempeño

Dado que el desplazamiento obtenido en ambos métodos se encuentra en un mismo paso de carga y que la variación no es drástica, podemos aceptar el valor menor como el máximo desplazamiento en el techo o punto de control antes que se produzcan rotulas de fallo en la estructura.

#### 5.2.5 Coeficiente de modificación de respuesta R

Podemos calcular el coeficiente de modificación R ajustado de la estructura que en relación al cortante basal inicial de diseño.

	Dirección en X	Dirección en Y
<b>Cortante basal elástico [kN]</b>	12052	11783
<b>Cortante basal punto desempeño [kN]</b>	3437.6	3158
<b>Cortante basal de diseño [kN]</b>	2487.97	2353
<b>Coefficiente de modificación de respuesta R ajustado</b>	3.50	3.73

Tabla 5-4 Coeficiente R determinado

### 5.2.6 Control de derivas

Con el punto desempeño determinado controlamos las derivas máximas permitidas que aseguran la estabilidad de la estructura tras la acción sísmica.

Realizamos el control de las derivas máximas permisibles en base a la Tabla 4.11.9 del Manual de diseño de prefabricad de la PCI, para el caso de la estructura de Categoría II (según Tabla 4.11.1 del mismo manual) limita la deriva a  $0.020 h_{sx}$  siendo  $h_{sx}$  la altura entre niveles. [2]

En la Tabla 5-5, resumimos el control de derivas para ambas direcciones. Mostrando que todas las derivas se encuentran bajo el límite permisivo de seguridad vital para un diseño a 475 años de periodo de retorno y cumpliendo el diseño a esta verificación.

Nivel	h (cm)	$\delta_{xe}$ (cm)	dx	<2%Hx	$\delta_{ye}$ (cm)	dy	<2%Hy
0	290	0.00	0.00	0.00%	0.00	0.00	0.00%
1	290	1.33	1.33	0.46%	0.63	0.63	0.22%
2	290	3.80	2.47	0.85%	2.39	1.76	0.61%
3	290	6.78	2.98	1.03%	4.81	2.42	0.84%
4	290	10.05	3.27	1.13%	7.49	2.68	0.92%
5	290	13.45	3.40	1.17%	10.30	2.81	0.97%
6	290	16.94	3.49	1.20%	13.17	2.87	0.99%
7	290	20.46	3.52	1.21%	16.04	2.87	0.99%
8	290	23.99	3.53	1.22%	18.89	2.84	0.98%
9	290	27.51	3.52	1.21%	21.68	2.79	0.96%
10	290	31.00	3.49	1.20%	24.40	2.72	0.94%
11	290	34.46	3.46	1.19%	27.06	2.66	0.92%
12	290	37.88	3.42	1.18%	29.66	2.60	0.90%

Tabla 5-5 Control de derivas

### 5.3 Análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo (Time History)

Para realizar análisis dinámico no lineal, se optó por utilizar acelerogramas de sismos reales que se adecuen al espectro de diseño adoptado del EC8.

Obtenidos de una la base de datos "PEER Ground Motion Data Base", estos registros se los escogió en función del tipo de falla de deslizamiento, con una magnitud entre 6 a 7.5 de la escala Richter similar al sismo de Aiquile (cerca de la zona del caso de estudio) de 6.6 de magnitud, una distancia a la falla entre 1 a 100 km y por último una velocidad de la onda de corte entre 120 a 200m/s

debido a las características del suelo del caso de estudio que es menor a 180m/s.

Los 3 registros utilizados posteriormente corresponden a los siguientes sismos resumidos en el siguiente cuadro:

Nombre del Terremoto	Año	Nombre de la estación	Magnitud	Mecanismo	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)	Factor de escala
"Darfield_ New Zealand"	2010	"Christchurch Hospital"	7	Deslizamiento	18.40	194	3.9
"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	"Meloland_ E Holton Rd."	7.2	Deslizamiento	30.63	196	3.2
"Superstition Hills-02"	1987	"El Centro Imp. Co. Cent"	6.54	Deslizamiento	18.2	192.05	2.4

Tabla 5-6 Resumen de Terremotos utilizados

### 5.3.1 Escalado de registros sísmicos

Para poder adaptar que los registros sísmicos se encuentren dentro de los criterios necesarios para evaluar nuestro caso de estudio, como lo indica el Euro Código 08. Comparamos el espectro de respuesta elástico al 5% de amortiguamiento con los espectros de aceleraciones de los registros no escalados (ver Figura 5-9) y luego escalados para cada evento sísmico sea mayor al 90% del espectro elástico en el rango de  $0.2T_1$  y  $2T_1$ . (ver Figura 5-10)

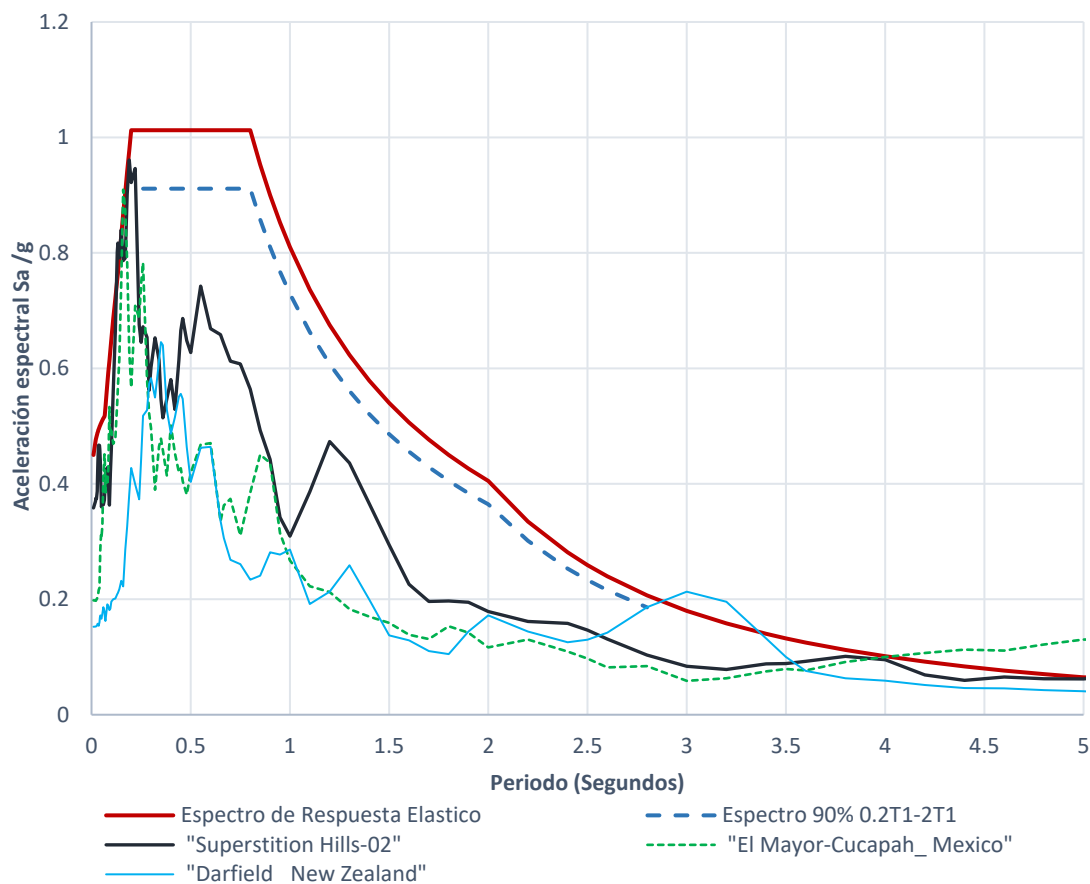


Figura 5-9 Espectros de aceleración sismos reales sin escalado





Figura 5-10 Espectros de aceleración sísmos reales escalados

Programamos los estados de carga para el evento sísmico, utilizando un análisis no lineal y método de solución de integración directa. Para la integración de tiempo se utilizó los coeficientes del método de Newmark y se proporcionaron los coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh calculado en función del periodo del primer y segundo modo de deformación correspondiente a cada dirección de análisis.

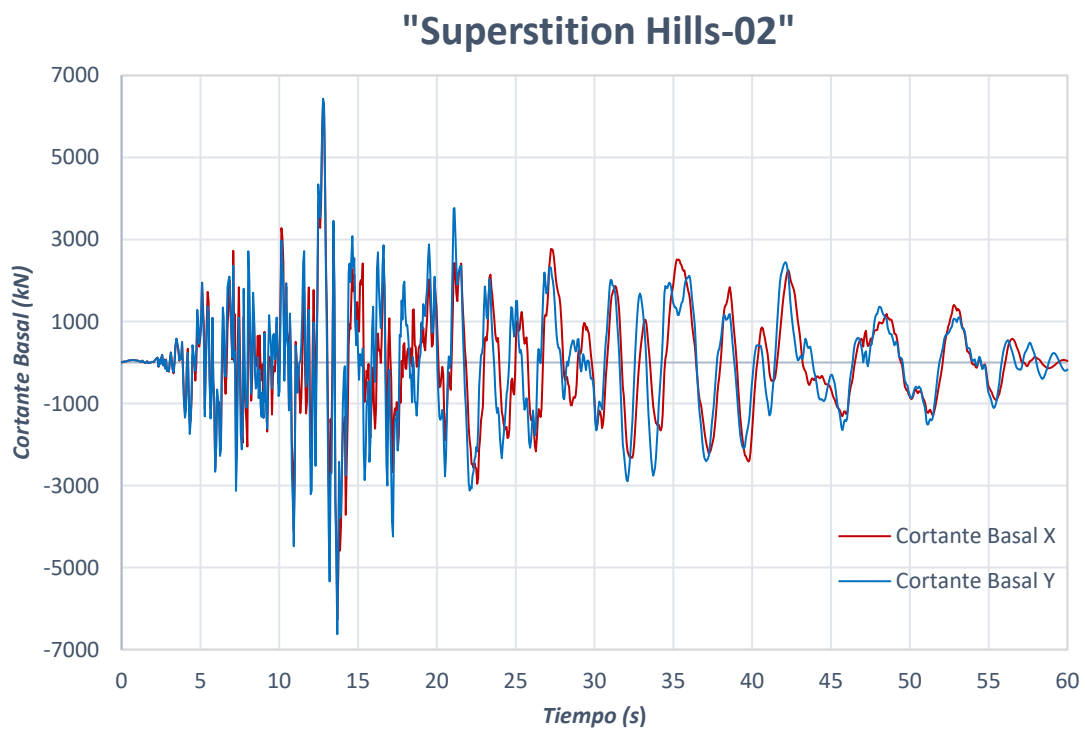
La no linealidad del material es tomada en cuenta en la histéresis del comportamiento de las rotulas dúctiles introducidas previamente en los elementos en las zonas de mayor demanda de flexión. En los muros es tomando en cuenta en la no linealidad del material de acero y hormigón.

### 5.3.2 Cortante Basal

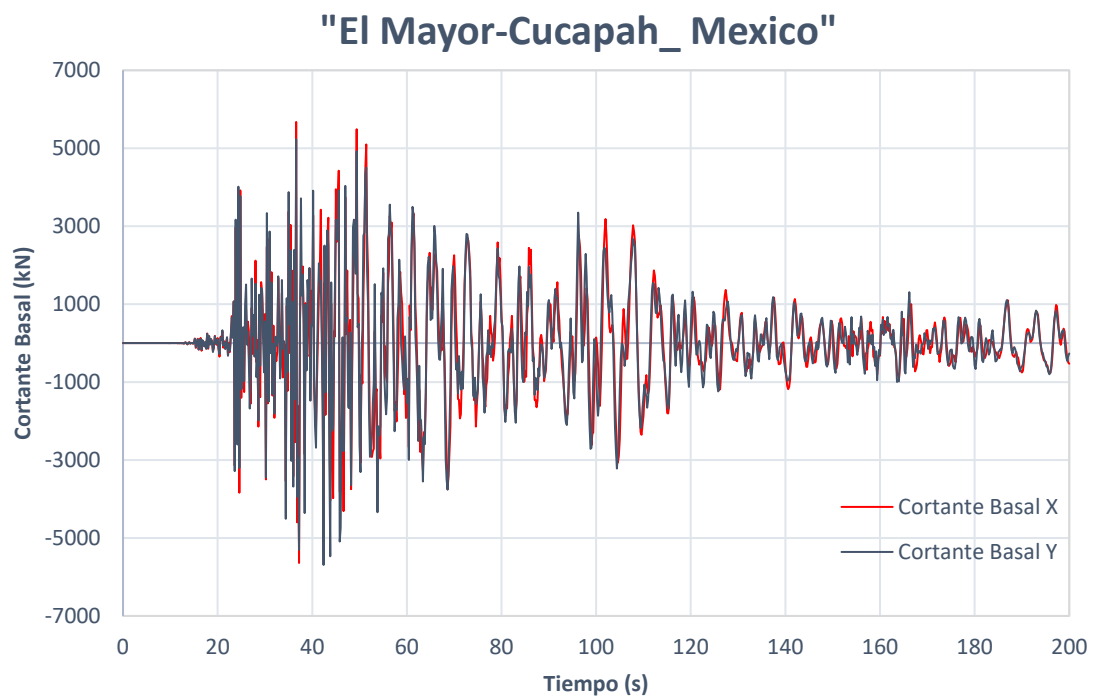
Evaluando nuestro caso de estudio con cada terremoto, obtenemos la respuesta estructural traducida en esfuerzos deformaciones, plastificación en el muro y las rotulas.

En la Figura 5-11, Figura 5-12 y Figura 5-13 se puede observar la magnitud de la cortante basal que se va produciendo en el desarrollo del terremoto, obteniendo los máximos valores en dirección horizontal X y Y.

## a) Terremoto "Superstition Hills-02"

*Figura 5-11 Cortante Basal vs Tiempo "Superstition Hills-02"*

## b) Terremoto El Mayor-Cucapah Mexico

*Figura 5-12 Cortante Basal vs Tiempo "El Mayor-Cacapah Mexico"*

c) Terremoto "Darfield\_ New Zealand"

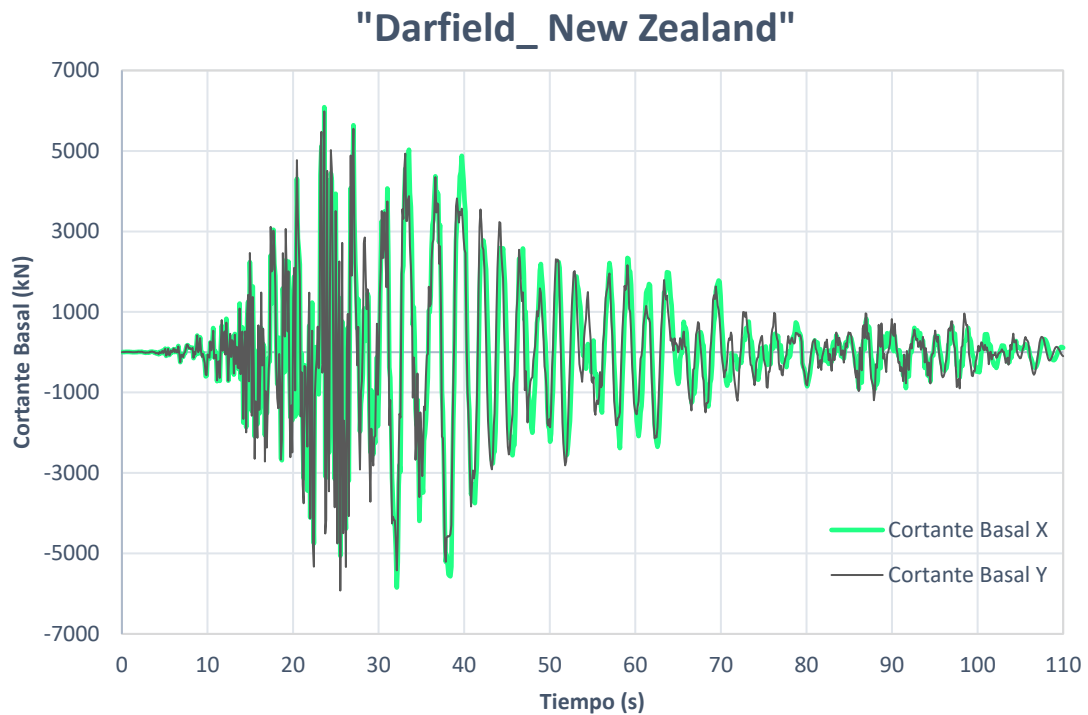


Figura 5-13 Cortante Basal vs Tiempo "Darfield New Zealand"

### 5.3.3 Desplazamiento del ultimo nivel

El desplazamiento que se tiene en punto de control del último nivel, se muestran en las Figura 5-14, Figura 5-15 y Figura 5-16 para ambas direcciones horizontales, remarcando los puntos máximos durante cada evento sísmico.

a) Terremoto "Superstition Hills-02"

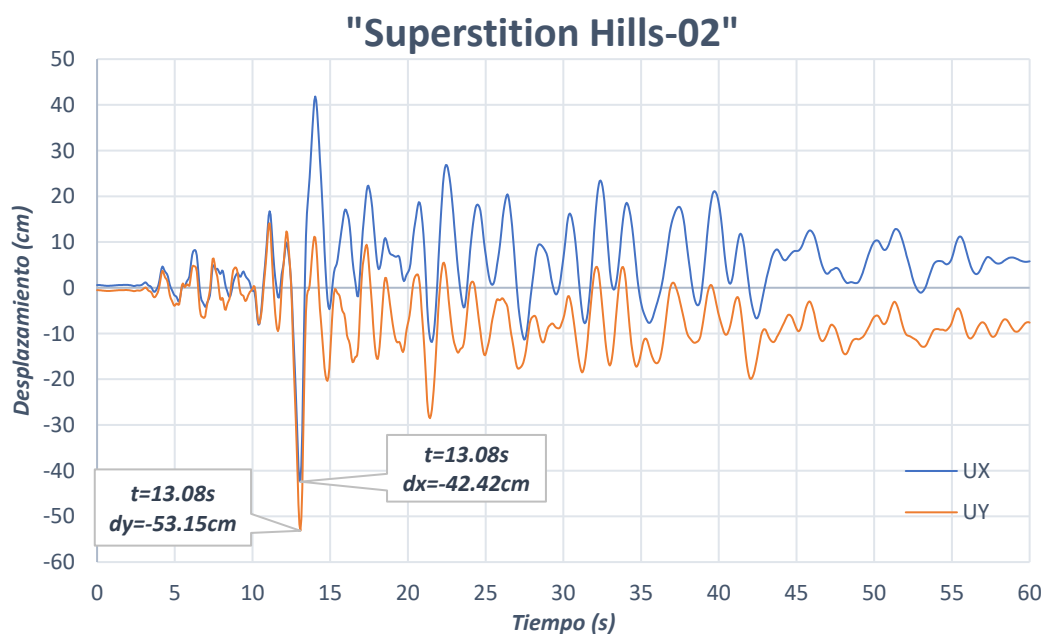


Figura 5-14 Desplazamiento del punto de control del último nivel VS Tiempo "Superstition Hills-02"

## b) Terremoto El Mayor-Cucapah Mexico

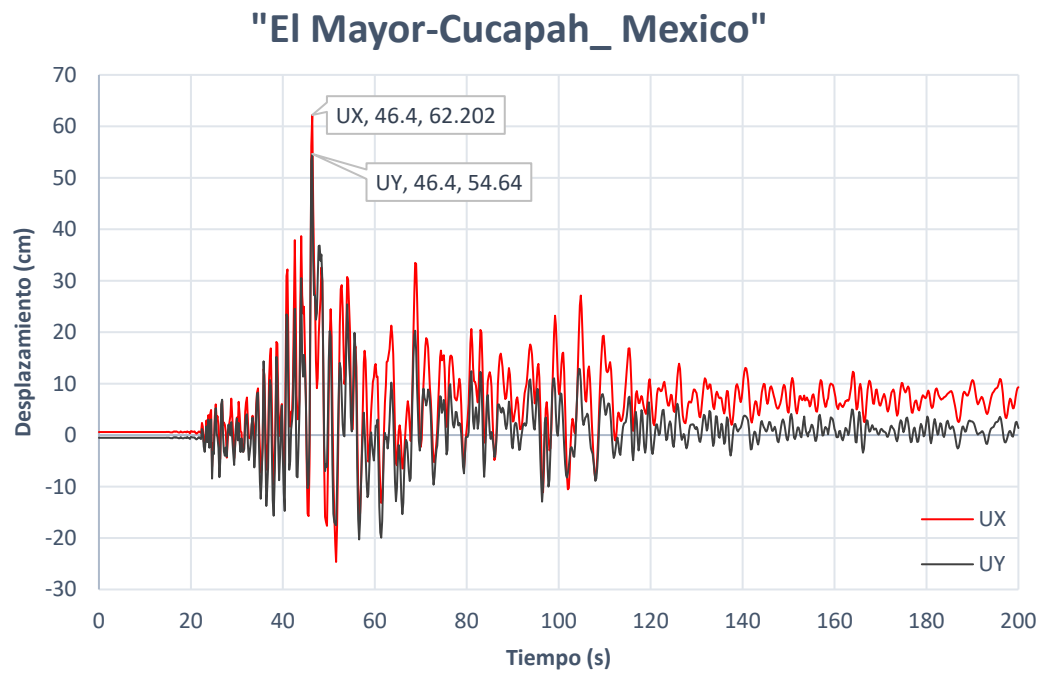


Figura 5-15 Desplazamiento del punto de control del último nivel VS Tiempo "El mayor Cucapah Mexico"

## c) Terremoto "Darfield\_ New Zealand"

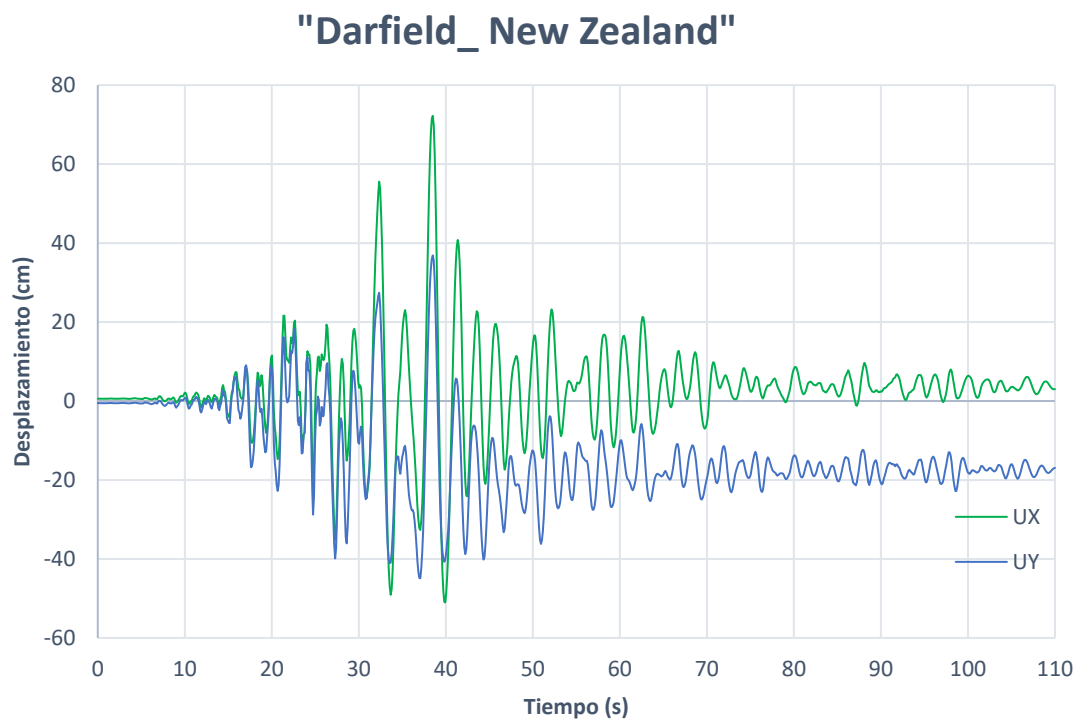


Figura 5-16 Desplazamiento del punto de control del último nivel VS Tiempo "Darfield New Zealand"

### 5.3.4 Derivas inter niveles

Podemos ver el control de las derivas máximas entre niveles producidas en el evento graficadas en la Figura 5-17, Figura 5-19 y Figura 5-21 en sentido X y Figura 5-18, Figura 5-20 y Figura 5-22 en sentido Y. La deriva se muestra en valor porcentual de pendiente entre pisos, resaltando los máximos valores y en los niveles que suceden.

#### a) Terremoto "Superstition Hills-02"

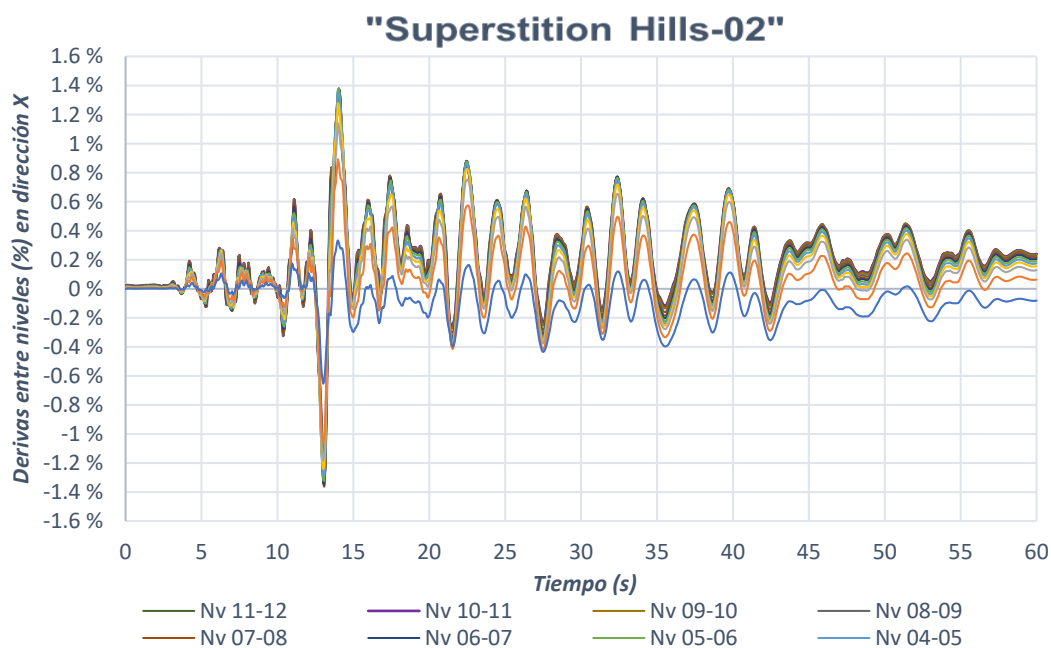


Figura 5-17 Derivas entre niveles en dirección X vs Tiempo "Superstition Hills-02"

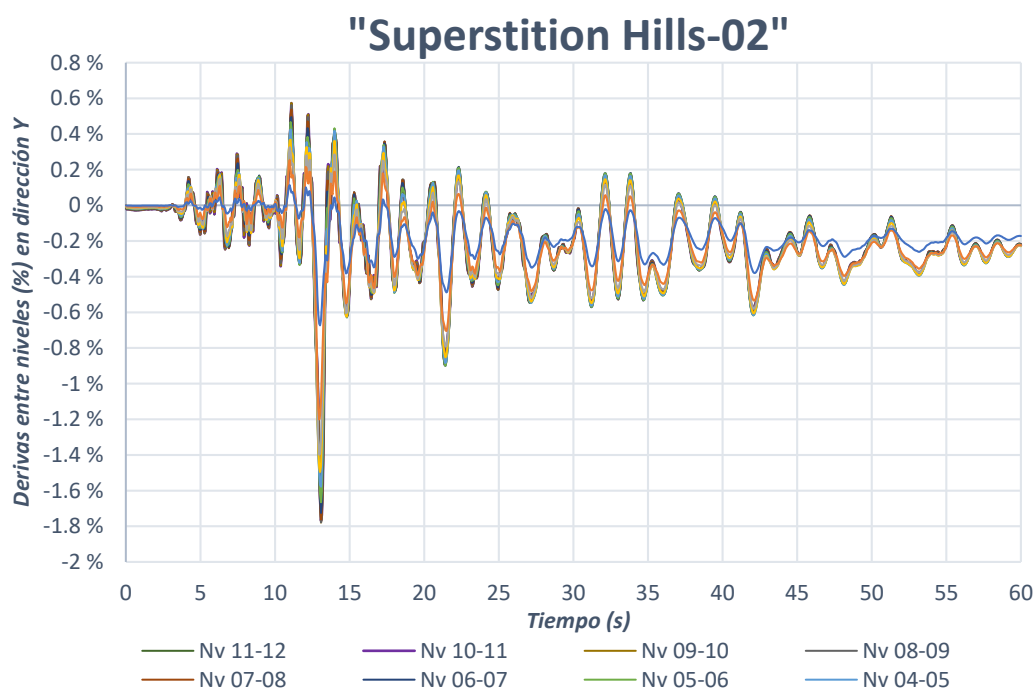


Figura 5-18 Derivas entre niveles en dirección Y vs Tiempo "Superstition Hills-02"

## b) Terremoto El Mayor-Cucapah Mexico

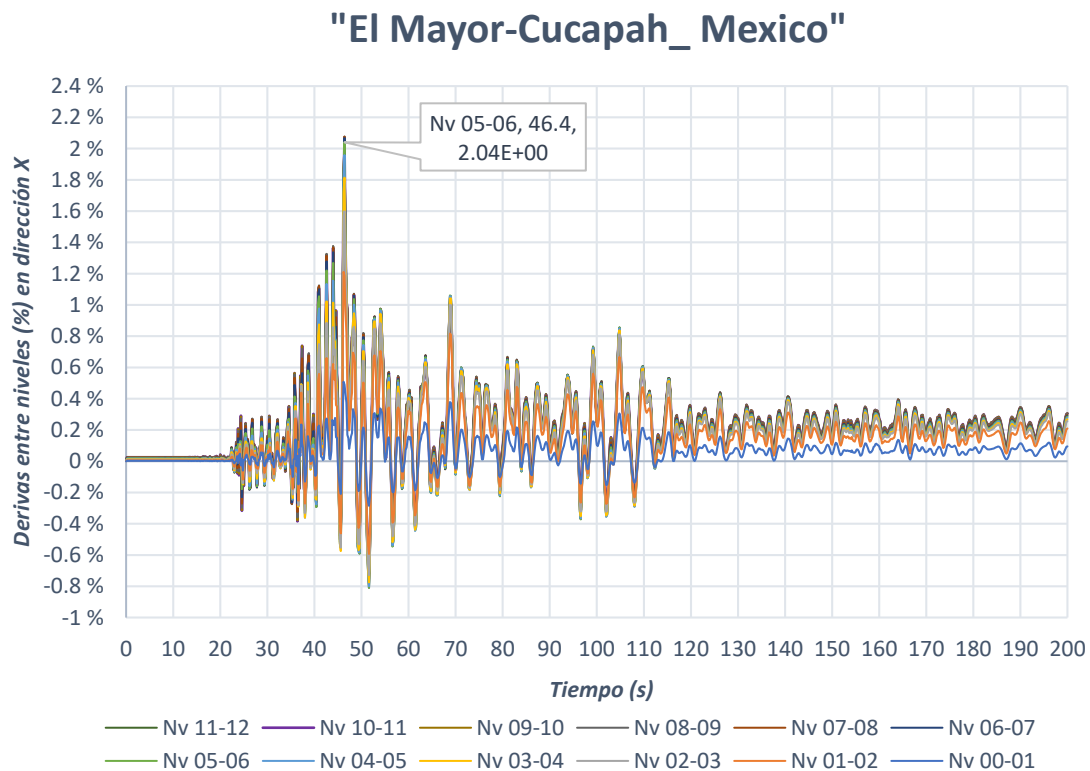


Figura 5-19 Derivas entre niveles en dirección X vs Tiempo "El mayor cucapah Mexico"

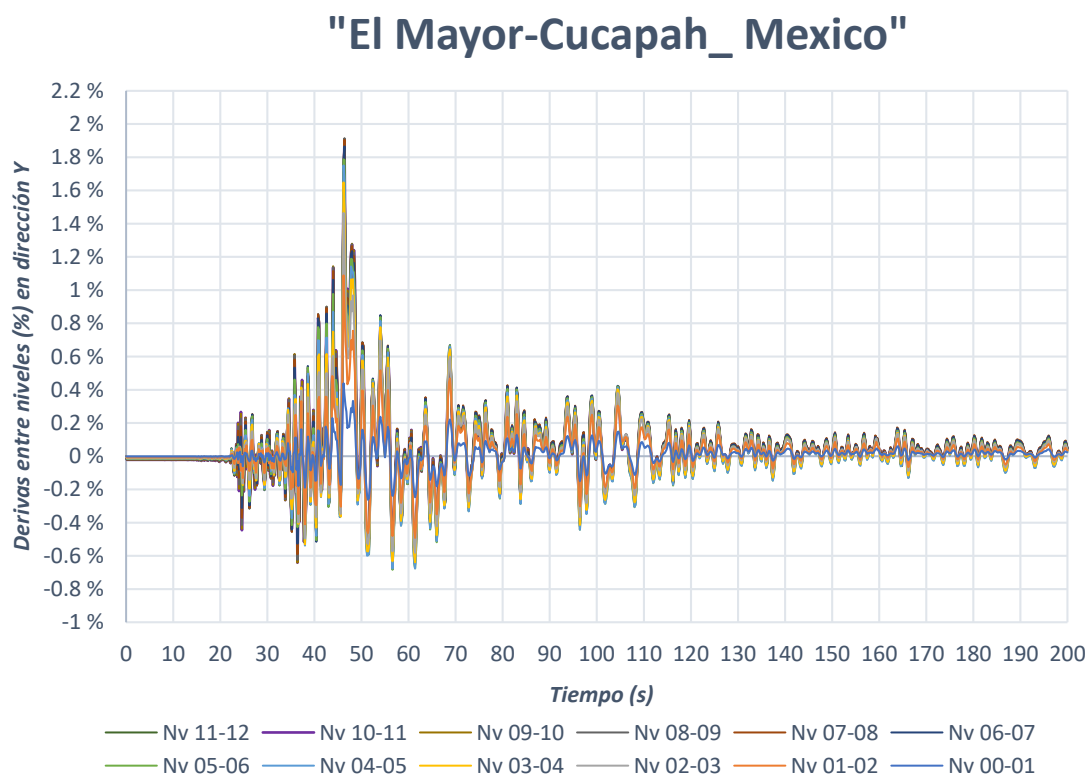


Figura 5-20 Derivas entre niveles en dirección Y vs Tiempo "El Mayor Cucapah Mexico"

c) Terremoto "Darfield\_ New Zealand"

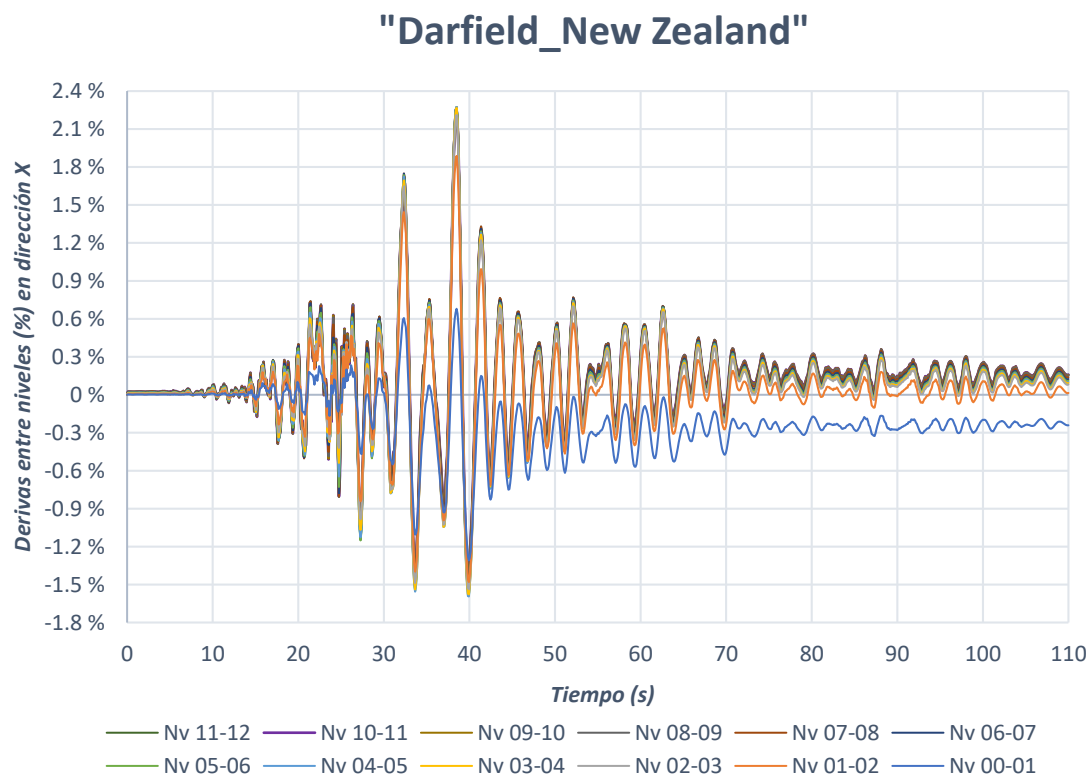


Figura 5-21 Derivas entre niveles en dirección X vs Tiempo "Darfield New Zealand"

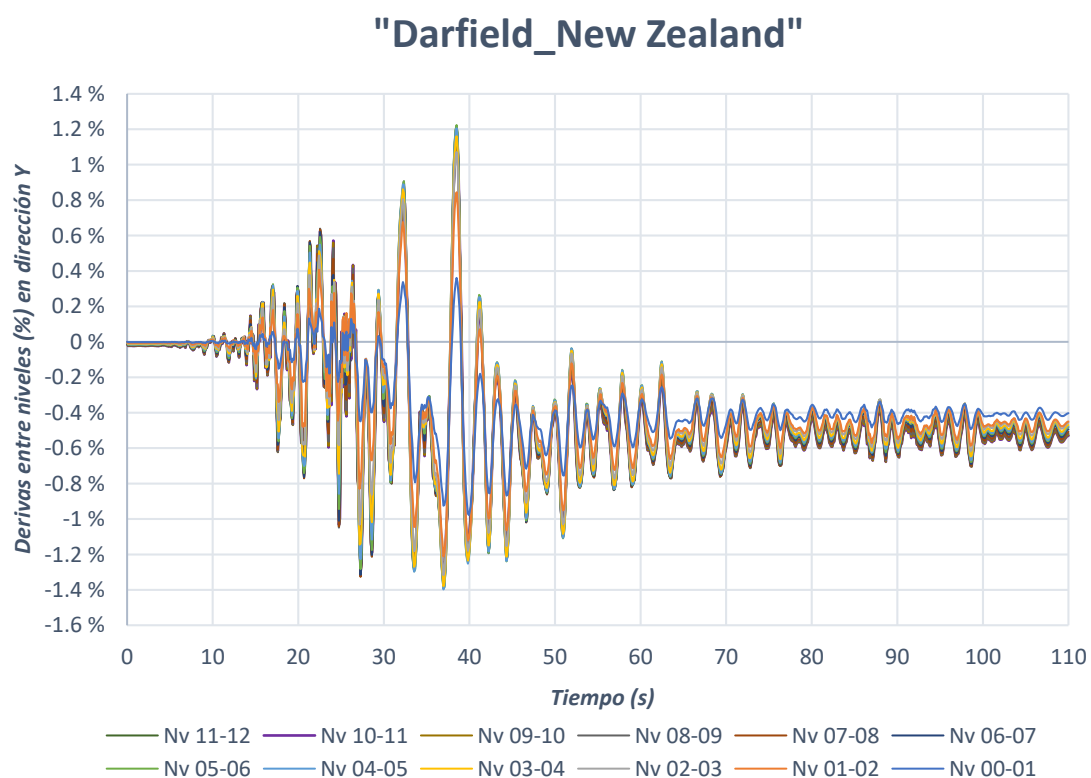


Figura 5-22 Derivas entre niveles en dirección Y vs Tiempo "Darfield New Zealand"



### 5.3.5 Análisis dinámico no lineal a TR=2500 años

Verificamos los criterios de “no colapso” para un periodo de retorno de 2500 año utilizando el Factor de importancia  $\gamma_I = (T_{LR}/T_L)^{-1/k}$  del Euro Código 8, con un k de 3 calculamos un factor de importancia de 1.47. Nuevamente analizamos todos los registros sísmicos multiplicado la aceleración por el factor de importancia, y verificando en los resultados que la estructura no llegue al colapso global. Se puede observar que muchas de las rotulas de los elementos llegaron al punto de rotura local pero aun la estructura sigue estable, al final obtenemos los valores de la cortante basal al transcurso del evento sísmico mostrados en la Figura A-1, Figura A-2 y Figura A-3 de anexos y el desplazamiento del punto de control en la Figura A-4, Figura A-5 y Figura A-6 de anejos.

En la Tabla 5-7 resumimos los resultados de la evolución para un periodo de retorno de 2500 años, se observa que el criterio de no colapso se cumple.

	"Darfield_ New Zealand"	"El Mayor-Cucapah Mexico"	"Superstition Hills-02"
<b>Desp. X</b>	84.51 cm	77.66cm	154cm
<b>Desp. Y</b>	95.38 cm	87.26	122cm
<b>Cortante Basal X</b>	9389 kN	8685 kN	9025 kN
<b>Cortante Basal Y</b>	9764 kN	8623 kN	8859 kN

Tabla 5-7 Resumen evaluación a TR 2500años

## CAPÍTULO 6. RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 Resultados

#### 6.1.1 Cortante Basal

El cortante basal máximo obtenidos de la evaluación sísmica se resumen en la Tabla 6-1.

Descripción	Cortante Basal (kN)	
	DIR. X	DIR. Y
"Superstition Hills-02"	6376.17	6625.28
"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	5674.26	5691.93
"Darfield_New Zealand"	6087.69	5983.28
<b>PUSH OVER</b>	<b>3537.70</b>	<b>3333.95</b>

*Tabla 6-1 Resumen Cortante Basal*

En dirección X, el cortante basal más elevado que se obtiene es de 6376.17 kN, en comparación con el cortante de diseño de 2487.97 kN tenemos un incremento 61% en la capacidad estructural. En dirección Y el cortante basal más elevado que se obtiene es 6625.28 kN, comparándolo con el cortante basal de diseño de 2353 kN obtenemos un incremento del 64.49% en la capacidad estructural.

Este incremento es debido a varias razones, los criterios de armado y uniformidad que aumenta las cuantías necesarias, la redistribución de esfuerzos que se produce por la aparición de rotulas plásticas, pero sobre todo a la ductilidad y capacidad de histéresis de la estructura otorgada por las rotulas vigas, columnas y los muros durante la plastificación.

Si comparamos el cortante basal elástico en dirección X de 12052 kN dividiéndolo con el obtenido de la evaluación sísmica de 6625.28 kN obtenemos el coeficiente de modificación de respuesta R ajustado 1.82.

Realizamos el mismo proceso para dirección Y, con un cortante basal elástico de 11783 kN y un cortante de la evaluación sísmica de 6625.28 kN obtenemos un coeficiente R ajustado de 1.78.

Recordamos que el coeficiente R utilizado para diseño es de 6 para el diseño elástico, este coeficiente ajustado toma en cuenta la no linealidad de los materiales.

#### 6.1.2 Desplazamientos máximos

Los desplazamientos máximos del punto de control del último nivel se resumen en la Tabla 6-2, y los desplazamientos máximos absolutos se grafican en la Figura 6-1 y Figura 6-2. Podemos observar que los desplazamientos en el caso de las evaluaciones dinámicas no guardan una relación proporcional entre el cortante basal máximo y el desplazamiento máximo.

Descripción	Desplazamiento (cm)	
	DIR. X	DIR. Y
"Superstition Hills-02"	42.42	53.15
"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	62.20	54.64
"Darfield_ New Zealand"	72.24	44.88
PUSH OVER	37.88	29.66

Tabla 6-2 Resumen de desplazamientos máximos del punto de control

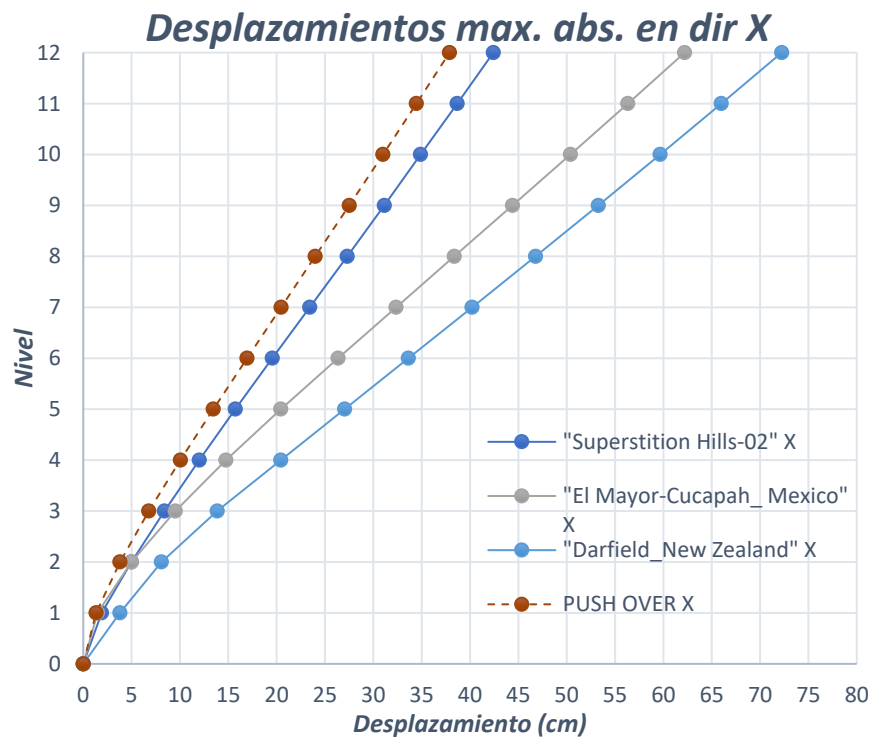


Figura 6-1 Desplazamientos máximos en dirección X

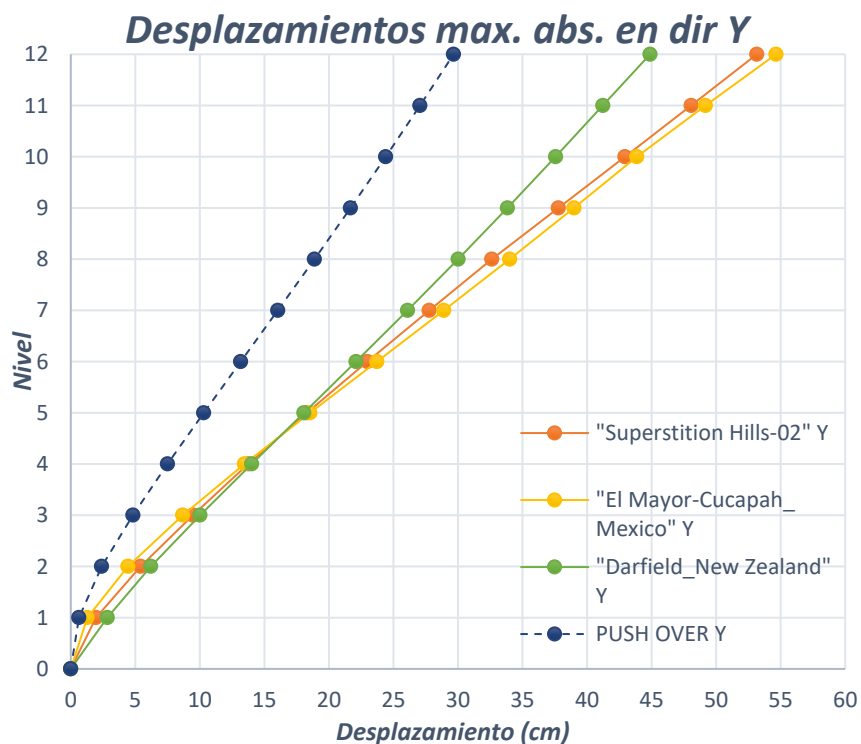


Figura 6-2 Desplazamientos máximos en dirección Y

### 6.1.3 Derivas máximas

Para poder visualizar claramente las derivas máximas en la estructura que suceden durante los eventos sísmicos simulados, realizamos la Figura 6-3 y Figura 6-4. Podemos observar que los valores más elevados se producen en niveles intermedios entre el Nivel 5 al 7 en dirección x, pero en Y no guarda una relación.

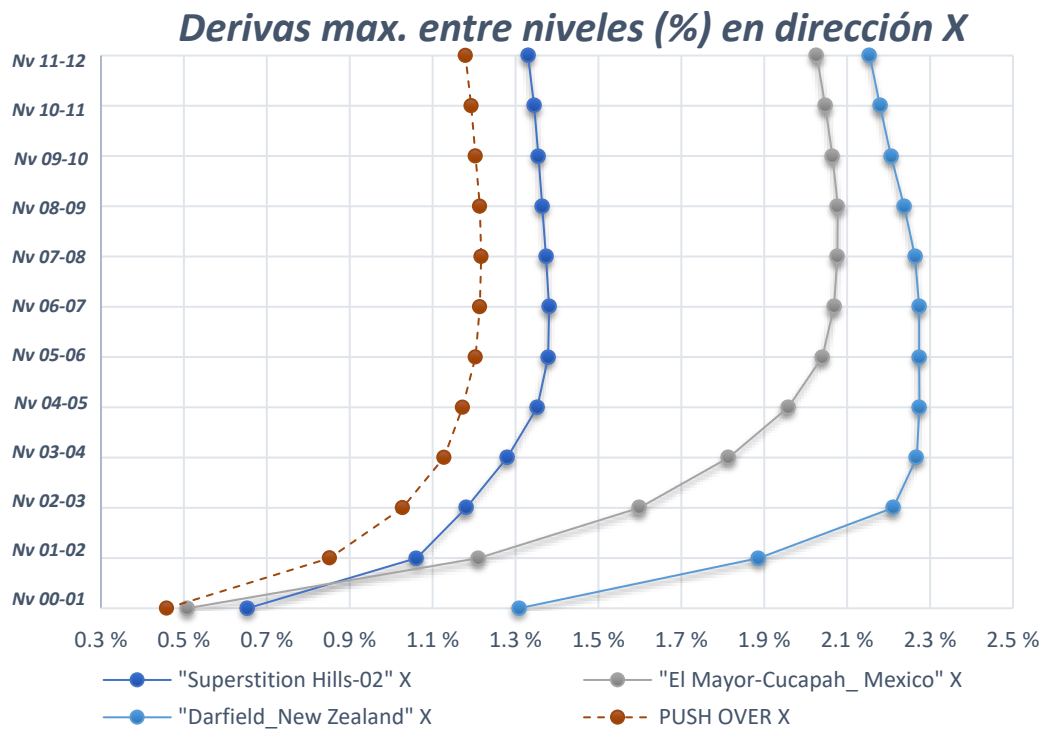


Figura 6-3 Derivas Máximas entre niveles en dirección X

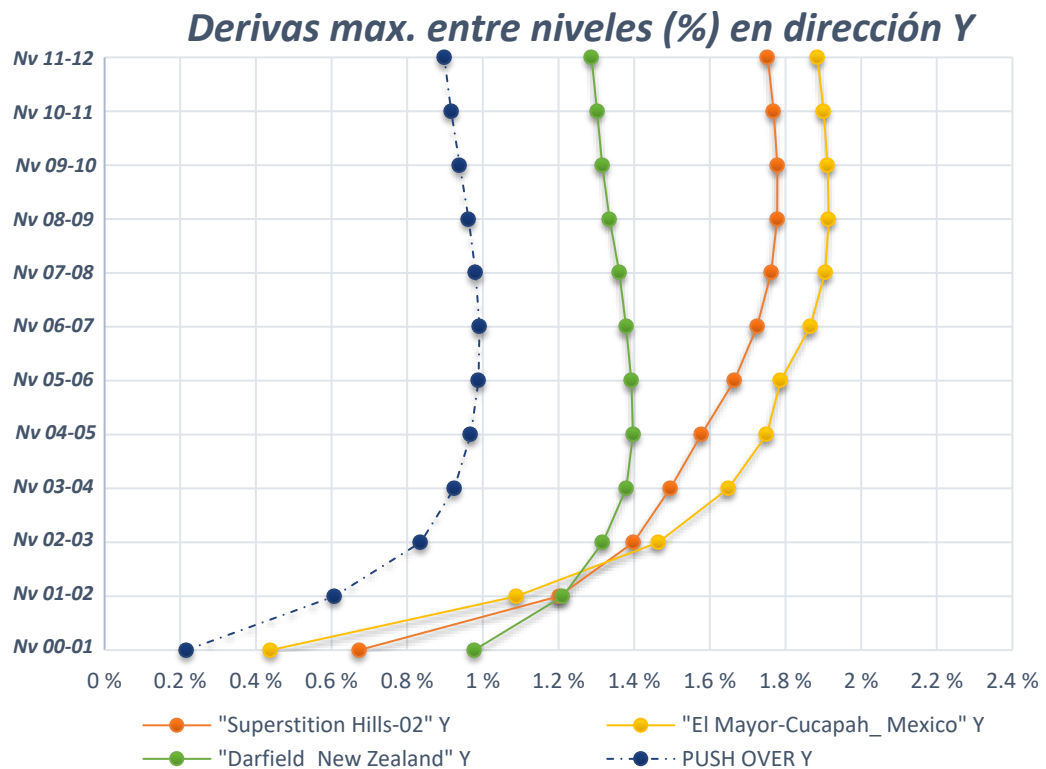


Figura 6-4 Derivas Máximas entre niveles en dirección Y

En la Tabla 6-3, resumimos las derivas máximas ocurridas observando que en dirección x, para dos eventos sísmicos no se cumple el ratio de deriva máxima de 2% adoptada, estos excedentes se relacionan a la magnitud de los picos de los espectro de aceleración escalados que superan por mucho al espectro de diseño elástico como se puede observar en la Figura 5-10.

Descripción	Deriva máxima entre niveles (%)	
	DIR. X	DIR. Y
"Superstition Hills-02"	1.38% Nv 05-06	1.78% Nv 08-09
"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2.08% Nv 07-08	1.91% Nv 08-09
"Darfield_New Zealand"	2.27% Nv 06-07	1.40% Nv 04-05
PUSH OVER	1.22% Nv 07-08	0.99% Nv 07-08

*Tabla 6-3 Resumen de derivas máximas entre niveles*

## 6.2 Conclusiones

### 6.2.1 Conclusiones Generales

El diseño original del caso de estudio, no toma en cuenta una acción sísmica debido a la falta de una normativa oficial que lo exija. En la sección 5.1 se realizó una evaluación sísmica preliminar del diseño, donde se determinó que los muros de corte, no tienen la capacidad estructural necesaria para soportar la acción sísmica prevista para un diseño sismo resistente, por lo cual la estructura actual es insegura.

La utilización de un sistema estructural dual (muros cortante y pórticos de momentos resistentes) emulativo de elementos prefabricados, planteada para el caso de estudio, es una alternativa que se adecua arquitectónicamente al proyecto original y satisface estructuralmente la demanda sísmica de un diseño sismorresistente, cumpliendo los requisitos de salvaguardar vidas para un periodo de retorno de 475 años y la prevención de colapso para un periodo de retorno de 2500 años, según la evaluación sísmica.

### 6.2.2 Conclusiones específicas

- Se realizó satisfactoriamente la proyección y diseño estructural con elementos prefabricados, donde se observó que la acción sísmica es predominante a la acción de viento.
- Como se expuso en la sección 2.3 sobre la sismicidad en Bolivia, la región de Cochabamba tiene la aceleración pico probable más alta del país, con 0.3g para 10% de probabilidad de excedencia en 50 años; es decir, para un período de retorno de 475 años. Por otro lado, el lugar de emplazamiento de la estructura estudiada tiene un suelo de sedimentos blandos o poco sedimentando, con una clasificación S4 (por una capacidad portante menor a 1.5 kg/cm<sup>2</sup>) en base a la GBDS.[5] y una clasificación de suelo D siguiendo el Euro código 8. Este escenario conjunto que se presenta, produce que la platea del espectro de diseño elástico sea elevado y extendido como se mostró en la sección 4.3.3. que causa una mayor demanda de resistencia sísmica.
- En los resultados de la evaluación sísmica del caso de estudio, obtenemos en general una diferencia en magnitudes considerable entre la evaluación estática con empuje incremental (Push Over) y la evaluación dinámica (Time History). Un motivo de esta diferencia surge en los picos producidos en los espectros de aceleración escalados, puntualmente en el rango del periodo fundamental de la estructura de alrededor de 1.35s (ver Tabla 4-3). Observando la Figura 5-10 *Espectros de aceleración sismos reales escalados*, podemos ver que la aceleración para este periodo es de 0.58g en el espectro de diseño elástico, mientras que la aceleración de los espectros de los terremotos utilizados, está por encima de 1.0g, con más de 40% de incremento en la fuerza de la acción sísmica para este periodo en particular.
- La ratio de deriva máxima adoptado de 2%, se cumple en las verificaciones de diseño, en la evaluación estática y en la evaluación



dinámica con la excepción un registro sísmico en el sentido x "Darfield New Zealand" (ver la Figura 6-3 *Derivas Máximas entre niveles en dirección X*). Una posible justificación a esta excepción, aparece observando que este registro, no es el que produce ni mayor cortante basal, ni mayor desplazamiento del punto de control (ver Figura 6-1), por lo que la causa de este incremento en la deriva entre niveles, es la intensidad prolongada del registro sísmico (ver Figura 5-13) que produce modos de deformación superiores.

- El criterio de escalado de los espectros de aceleración del Euro Código 8 son conservadores, produciendo en los registros reales unos picos elevados por encima del espectro elástico como se puede apreciar en la Figura 5-10.

### 6.3 Recomendaciones

Una posible línea de estudio es una alternativa de sistema estructural con elementos prefabricados que reduzca la deformación residual de la edificación o la propagación de daño. El sistema PRESSS visto en la sección 2.1 del estado del arte o sistema híbrido con postensado y elementos disipadores (conectores de corte) externos traer beneficios estructurales ante las acciones sísmicas pueden ser comparables con este trabajo.

Se recomienda la contemplación de la aplicación de métodos de ajuste de los espectros de aceleración de los registros utilizados para evaluaciones dinámicas en el dominio del tiempo (TIME HISTORY).

## BIBLIOGRAFIA

- [1] P. I. H. Committee, *PCI design handbook: precast and prestressed concrete*, no. JUNIO. Precast/Prestressed Concrete Institute, 2008.
- [2] P. C. D. Committee, "PCI Connections Manual for precast and prestressed concrete construction." 2008.
- [3] A. H. Buchanan, D. Bull, R. Dhakal, G. Macrae, A. Palermo, and S. Pampanin, "Base Isolation and Damage-Resistant Technologies for Improved Seismic Performance of Buildings A report written for the Royal Commission of Inquiry into Building Failure Caused by the Canterbury Earthquakes," no. August, pp. 1–99, 2011.
- [4] International Federation for Structural Concrete (fib), *Seismic design of precast concrete building structures. Bulletin 27*. 2003.
- [5] R. GÓMEZ GRANDI, *GUÍA BOLIVIANA DE DISEÑO SÍSMICO*. Ministerio de Obras Publicas Servicios y Vivienda, 2018.
- [6] S. del P. Guzman, "Actividad Sísmica del Departamento de Cochabamba," *Ser. Científica UMSS*, vol. 1, p. 51, 1988.
- [7] L. Flores, "Solo el 20% de las construcciones del país son antisísmicas," *La Razón*, 2018. [Online]. Available: [http://www.la-razon.com/sociedad/construcciones-antisismicas-bolivia-riesgo-sismos\\_0\\_3054894500.html](http://www.la-razon.com/sociedad/construcciones-antisismicas-bolivia-riesgo-sismos_0_3054894500.html).
- [8] A. M. S. Mark D. Petersen, Stephen C. Harmsen, Kishor S. Jaiswal, Kenneth S. Rukstales, Nicolas Luco, Kathleen M. Haller, Charles S. Mueller, "Seismic Hazard, Risk, and Design for South America," *Bull. Seismol. Soc. Am.*, pp. 781–800, 2008.
- [9] C. J. Marte Jiménez, "CALIBRACIÓN DE UMBRALES DE DAÑO SÍSMICO PARA EL ANÁLISIS DE FRAGILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL ('PUSH-OVER')," Universidad Politécnica de Cataluña, 2014.
- [10] CEN, "European Standard EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", Committee for Standarization," in *Design*, vol. 3, 2004.
- [11] R. (Rosangel) Moreno González, L. G. (Luis G. Pujades, and A. C. Aparicio Bengoechea, "Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona," *TDX (Tesis Dr. en Xarxa)*, p. 329, 2010.
- [12] C. E. JJG, "Proyecto Arquitectonico Jazmin," Cochabamba-Bolivia, 2014.
- [13] ASCE, *Minimum design loads for buildings and other structures*, no. 7 98. American Society of Civil Engineers -, 2000.
- [14] International Federation for Structural Concrete (fib), *Precast-concrete buildings in seismic areas. Bulletin 78*. 2016.
- [15] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete*

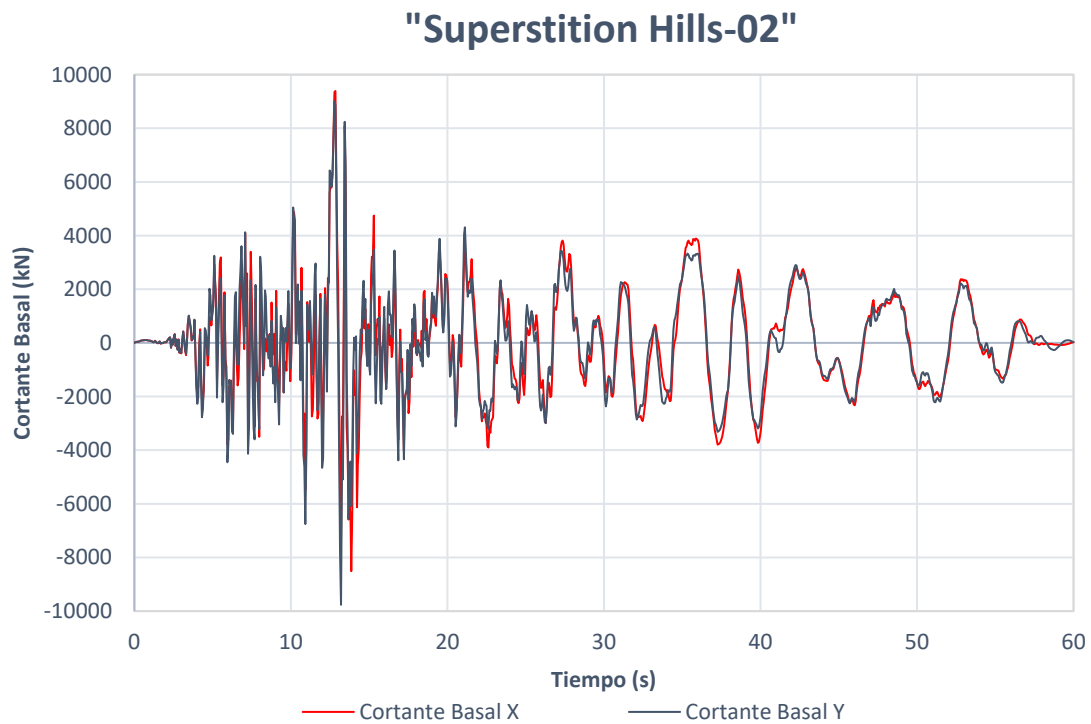
(ACI 318-14), vol. 1. 2014.

- [16] J. Bairan, "Hoja de Cálculo Momento Curvatura multilínea." 2003.
- [17] C. And and S. Inc., "SAP2000 . Static and dynamic finite element analysis of structures non linear." California, USA.
- [18] J. Bairan, "Hoja excel PUSH OVER EC8 (EC8PO)." .

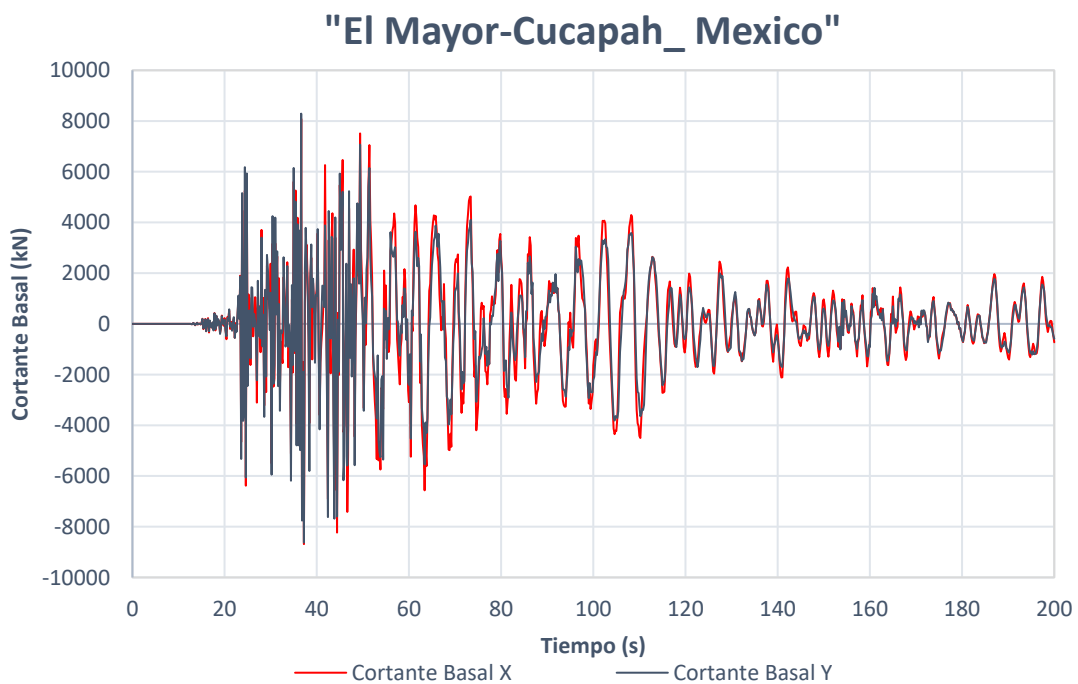
## ANEJOS

**6.4 Cortante Basal a TR=2500 Años**

a) Terremoto "Superstition Hills-02"

*Figura A-1 Cortante Basal vs Tiempo "Superstition Hills-02" TR 2500 años*

b) Terremoto El Mayor-Cucapah Mexico

*Figura A-2 Cortante Basal vs Tiempo "El Mayor-Cacapah Mexico" TR 2500 años*

c) Terremoto "Darfield\_ New Zealand"

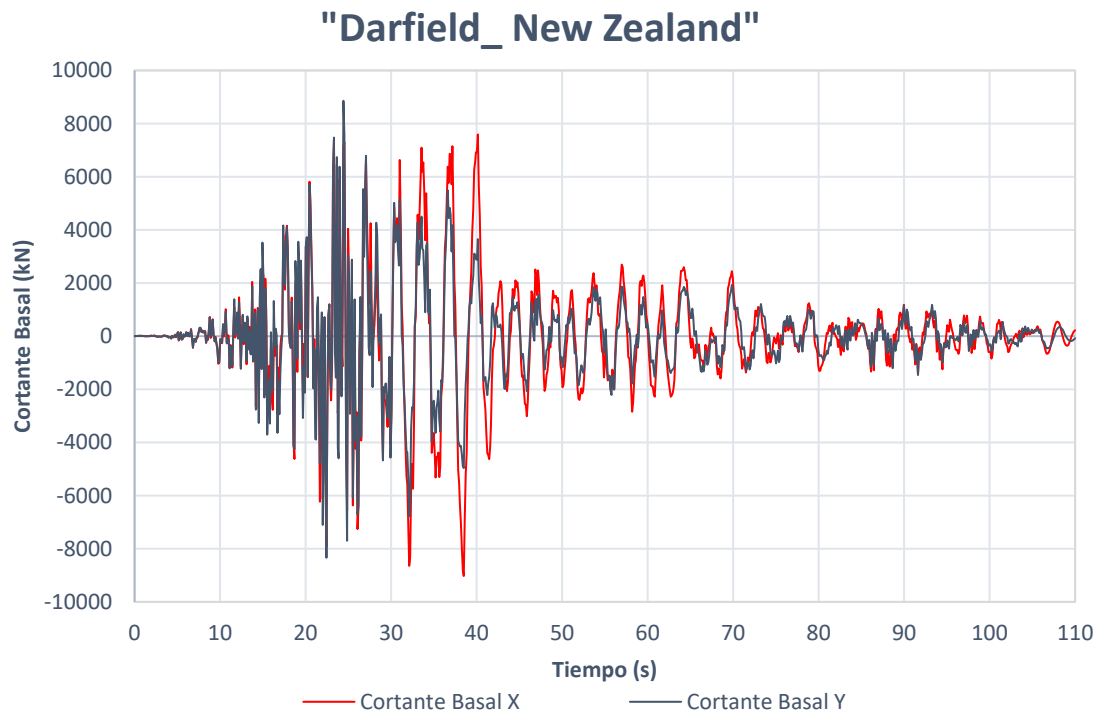


Figura A-3 Cortante Basal vs Tiempo "Darfield New Zealand" TR 2500 años

## 6.5 Desplazamiento máximo a TR:2500años

a) Terremoto "Superstition Hills-02"

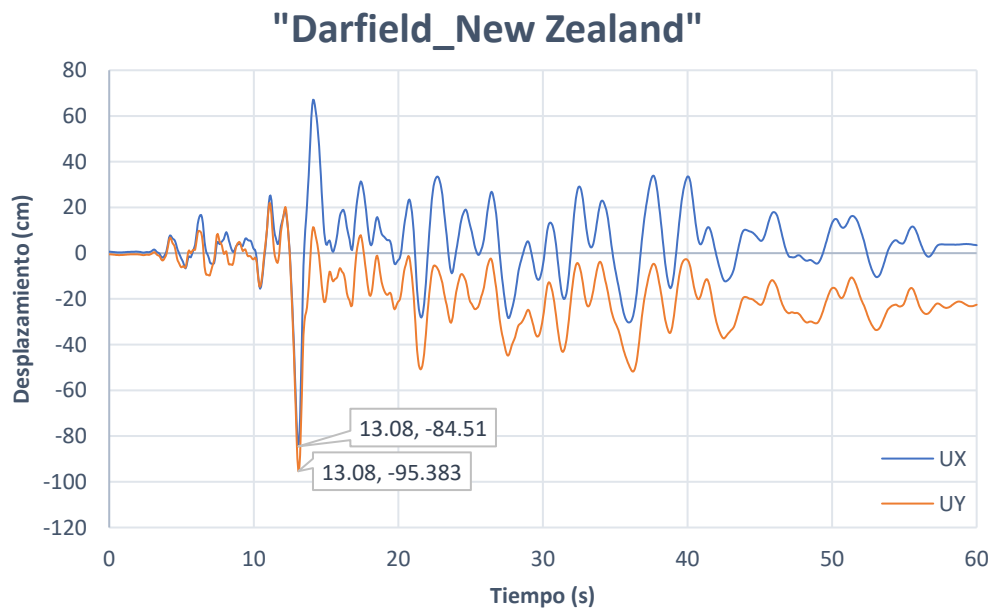


Figura A-4 Desplazamiento del punto de control nivel VS Tiempo "Superstition Hills-02" TR 2500 años

## b) Terremoto El Mayor-Cucapah Mexico

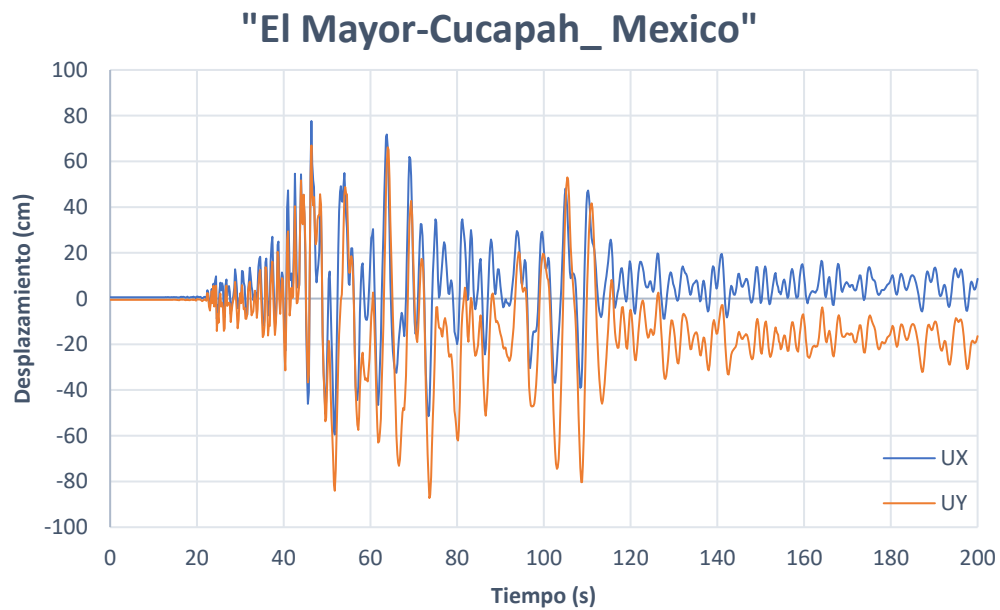


Figura A-5 Desplazamiento del punto de control VS Tiempo "El mayor Cucapah Mexico TR 2500 años

## c) Terremoto "Darfield\_ New Zealand"

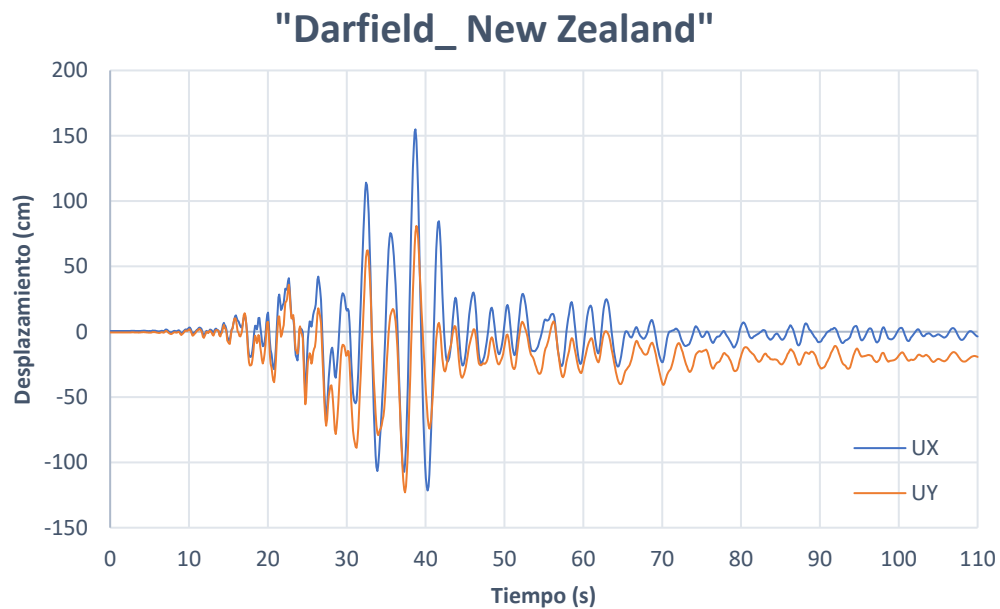


Figura A-6 Desplazamiento del punto de control VS Tiempo "Darfield New Zealand" TR 2500 años